

VŠB – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Návrh kotvené stěny dle zásad EC 7
Anchored Wall Design According to EC 7 Principles

Student:

Kryštof Kempa

Vedoucí Bakalářské práce:

Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D.

Ostrava 2018

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Zadání bakalářské práce

Student:

Kryštof Kempa

Studijní program:

B3607 Stavební inženýrství

Studijní obor:

3647R017 Geotechnika

Téma:

Návrh kotvené stěny dle zásad EC7
Anchored Wall Design According to EC7 Principles

Jazyk vypracování:

čeština

Zásady pro vypracování:

1. Úvod
2. Princip navrhování dle EC7
3. Návrh a posouzení pažicí stěny
4. Návrh a posouzení kotvení
5. Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

Hulla, J., Turček, P. *Zakladanie stavieb*. Jaga: Bratislava, 1998. ISBN 80-88905-05-2
Vaníček, I. a kol. *Projektování základových a zemních konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické. ISBN 978-80-01-05913-5
Masopust, J. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. Praha. Informační centrum ČKAIT. ISBN 978-80-87438-31-2
Frank, R. a kol. *Designers guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design - general rules*. Thomas Telford Publishing. Londýn 2004. ISBN: 0-7277-3154-8

Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D.**

Datum zadání: 31.10.2017

Datum odevzdání: 04.05.2018

doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího bakalářské práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že:

- byl jsem seznámen s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB – TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB – TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB – TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB – TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB – TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Poděkování:

Rád bych poděkoval vedoucímu svojí bakalářské práce Ing. Lukáši Ďurišovi Ph.D. za odborné vedení, cenné rady a pomoc při zpracování této práce.

ANOTACE

Tato bakalářská práce se věnuje návrhu a posudku geotechnických konstrukcí dle EUKÓDU 7, dle kterého se navrhují konstrukce pro zabezpečení výkopů stavebních jam. Práce podrobně popisuje pět variant pažících konstrukcí, které mohou a také často využívají stabilizaci kotvením. Blíže jsou ve zprávě rozpracované použité kotevní prvky, druhy kotev, technologické postupy provádění, ochrana kotev a návrhové přístupy a způsoby posouzení kotvené stěny různými výpočtovými modely. V praktické části práce je s využitím programu GEO 5 posuzovaný příklad kotvené pilotové stěny. Tato stěna je počítána podle všech návrhových přístupů v různých kombinacích. V závěru práce jsou veškeré dosažené výsledky vyhodnoceny, porovnány, interpretovány a srovnány s doporučeným návrhovým postupem dle EC 7.

KLÍČOVÉ SLOVA

Návrhový přístup, EC 7, eurokódy, pažící konstrukce, geotechnické kategorie, zemní kotva, pilotová stěna, posudek pažení, GEO 5

ANNOTATION

This bachelor thesis deals with the design and assessment of geotechnical constructions to secure excavations of building pits according to EUROCODE 7. Five options of casing constructions are described in this paper, that can and often use stabilization by anchoring. The anchor elements used, the anchor types, the technological implementation procedures, the anchor protection, the design approaches and the ways of assessing the anchored wall by various calculation models are developed in the report.

The practical part of the thesis gives an example of an anchored pile wall using the GEO 5 program. The wall is calculated by all design approaches in different combinations. At the end of the work, all the results obtained are evaluated, compared, interpreted and compared with the recommended design procedure according to EC 7.

KEYWORDS

Design approach, EC 7, Eurocodes, casing structures, geotechnical categories, earth anchor, pilot wall, casing review GEO 5

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ, ZKRATEK

A	soubory dílčích koeficientů pro zatížení nebo účinek zatížení
EC 7	Eurokód 7
E_{def}	modul přetvárnosti [MPa]
F_c	síla reakce v bodě C [kN]
F_k	Kotevní síla [kN]
KN	náhradní nosník
M	soubory dílčích koeficientů pro parametry zemin
N	Místo nulových ohybových momentů
NC	náhradní nosník
NP1 K1	první návrhový přístup kombinace 1
NP1 K2	první návrhový přístup kombinace 2
NP2	druhý návrhový přístup
NP3	třetí návrhový přístup
R	soubory dílčích koeficientů pro odpor
a	Osová vzdálenost [m]
c_{ef}	efektivní soudržnost [kPa]
d	průměr piloty [m]
l	délka kotevního táhla a kořene [m]
l_k	délka kořene [m]
m p. t.	metrů pod terénem
γ	objemová tíha zeminy [kNm^{-3}]
φ_{ef}	efektivní úhel vnitřního tření [$^\circ$]

Ostatní zkratky jsou uvedené v textu.

OBSAH

1.	Úvod.....	10
2.	Pažící konstrukce	11
2.1.	Záporové pažení	12
2.2.	Podzemní stěny (Milánské).....	13
2.3.	Pilotová stěna	16
2.4.	Mikrozáporové stěny.....	17
2.5.	Štětovnicové stěny	19
3.	Kotvy	20
3.1.	Konstrukce kotvy	21
3.2.	Druhy horninových kotev	22
3.3.	Protikorozi ochrana	23
3.4.	Technologický postup provádění	24
4.	Návrh pažící stěny	24
4.1.	Podklady pro návrh	24
4.2.	Zatížení pažících konstrukcí	26
5.	Návrh dle Eurokódu 7	26
5.1.	Použití Eurokódů.....	26
5.2.	Geotechnické kategorie	27
5.3.	Princip mezních stavů:	28
5.4.	Návrhové přístupy	31
5.5.	Přístupy posouzení kotvené pažící konstrukce	33
6.	Posouzení kotvené pilotové stěny.....	38
6.1.	Návrh a posouzení kotvené pilotové stěny.....	38
6.2.	Základní parametry zeminy.....	39
6.3.	Výpočet v programu GEO 5	40
6.4.	Posouzení kotvení	46

6.5.	Vnější stabilita konstrukce	49
6.6.	Zhodnocení výpočtů	51
7.	Závěr	58
8.	Seznam použité literatury	59
9.	Seznam obrázků	61
10.	Seznam tabulek	61
11.	Seznam grafů	62

Seznam příloh

1. Grafické výstupy programu GEO 5

1. Úvod

Pro spolehlivé založení a výstavbu všech podzemních či nadzemních konstrukcí je nutné zhotovit stavební jámu. Hlavním účelem je dosáhnout únosné základové půdy, nebo podmínek vhodných pro zakládání z hlediska únosnosti a tím vytvoření prostoru pro vhodné založení projektované stavby. Volba technologie provádění stavební jámy vždy závisí na okolních faktorech. Častá omezení vznikají v zastavěné oblasti zvláště u velkých měst. Stavební pozemky jsou obvykle malé a drahé, proto je snaha využít co největší plochy pozemku pro výstavbu plánovaného stavebního záměru. V takto omezených podmínkách výstavby, kde nelze použít technologie svahované jámy, která je náročná na prostor, provádíme pažené jámy. Pažící konstrukce se tedy převážně používají na stavbách hlubšího a rozlehlejšího charakteru, jak dopravních, tak pozemních staveb.

Předmětem této práce je zejména posouzení vnější a vnitřní stability pažící konstrukce, návrh kotvené pilotové stěny dle Eurokódu 7 a posouzení rozdílu, které vznikají při uplatnění různých návrhových přístupů.

V úvodní části práce se podrobněji popisují důvody výstavby stavební jámy, která je zajištěná pomocí pažících konstrukcí. Následně podrobněji popisuje pět variant pažících konstrukcí, které mohou a také často využívají stabilizaci kotvením.

V další části práce jsou detailně popsány kotevní prvky, druhy kotev, technologické postupy provádění a ochrana kotev. Následný text se zabývá návrhem pažící konstrukce a popisů činností potřebných pro návrh a posudek podle EC 7, charakteristikou geotechnických kategorií, návrhových přístupů a způsoby posouzení kotvené stěny různými výpočtovými modely.

V praktické části práce je posuzovaný příklad kotvené pilotové stěny pomocí programu GEO 5. Tato stěna je počítána podle všech návrhových přístupů. V závěru práce jsou veškeré dosažené výsledky shrnuty, následně porovnány a interpretovány.

2. Pažící konstrukce

Pažící konstrukce se skládají obvykle ze tří konstrukčních prvků, (pažení, převázka, rozpěra nebo kotva) kdy každý prvek má svou funkci. Možnosti kombinací a variant těchto základních prvků je mnoho, proto se pažení stává účinnou a univerzální variantou pro zhotovování stavebních jam. Pažení se může provádět v suchých zeminách i v zeminách pod hladinou podzemní vody. Pažící konstrukce volíme dle požadavku na zajištění stability, podmínek realizace, přítomnosti podzemní vody apod. Z toho hlediska můžeme využívat několik typů pažících konstrukcí: [6, 2, 8, 17]

1. Záporové pažení
2. Podzemní stěny – Milánské stěny
3. Pilotové podzemní stěny
4. Mikrozáporové stěny – mikrozápory
5. Štětové stěny

2.1. Záporové pažení

Dočasná pažící konstrukce užívaná častěji pro hlubší stavební jámy (obrázek č.1). Pro její úspěšné realizování je nutné, aby se zápora dala beranit do zeminy, výjimečně pokud by nebylo možné beranit, jde předem zhotovit vrt, do kterého se vkládají zápory, které se následně zabetonují pod dnem stavební jámy. Zemina by měla být suchá nebo odvodněná a stabilita stěny odkrývané výkopem musí dovolit zatahování vodorovných pažin. Zápory se beraní nebo předvrtávají po obvodu jámy v rozestupu 1,5 m až 3 m. Mezi zápory se vkládají pažiny. Záporové pažení lze využívat až do hloubek okolo 20 m. Záporové pažení má vždy omezenou životnost na 2 roky, ale po skončení životnosti nemusí být vždy odstraněno. Rozeznáváme tak dvě varianty; zápory s pracovním prostorem nebo bez pracovního prostoru – také označované jako ztracené bednění.

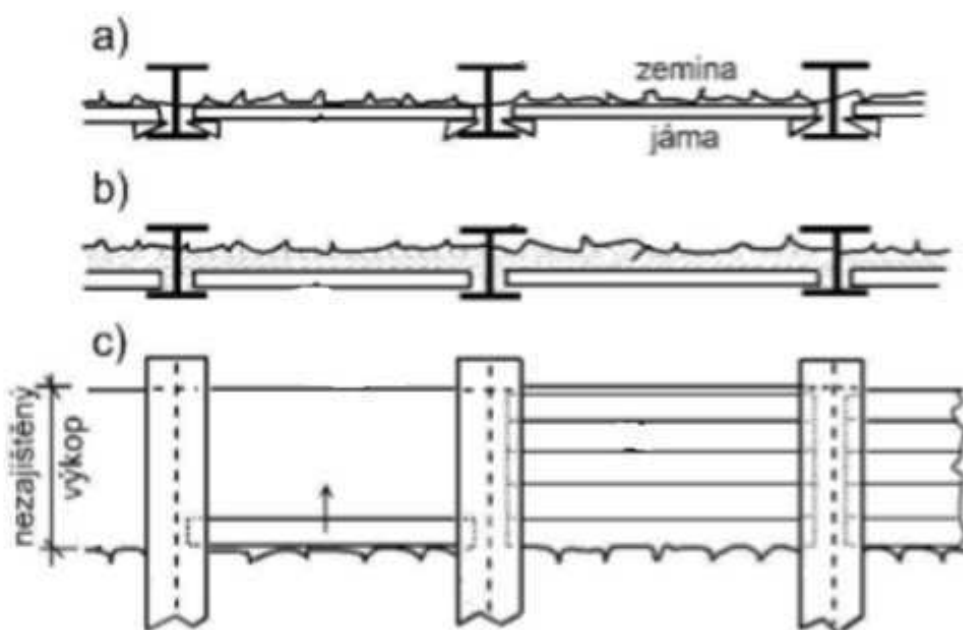


Obrázek č. 1 Záporové pažení [17]

Na obrázku č.2 jsou prvky záporového pažení (a – pažiny aktivované klíny, b – pažiny aktivované stříkaným betonem) a technologický postup pažení (obrázek č.2, c).

Hlavním z prvků je zápora, což je svislý nosný prvek nejčastěji z ocelových nosníků tvaru IPE, H, I nebo 2xU. Další prvky jsou pažiny ukládané mezi zápory. Pažiny mohou být vyrobené z různých materiálů. Záleží na dané situaci. Běžně užívané jsou např.: dřevěné

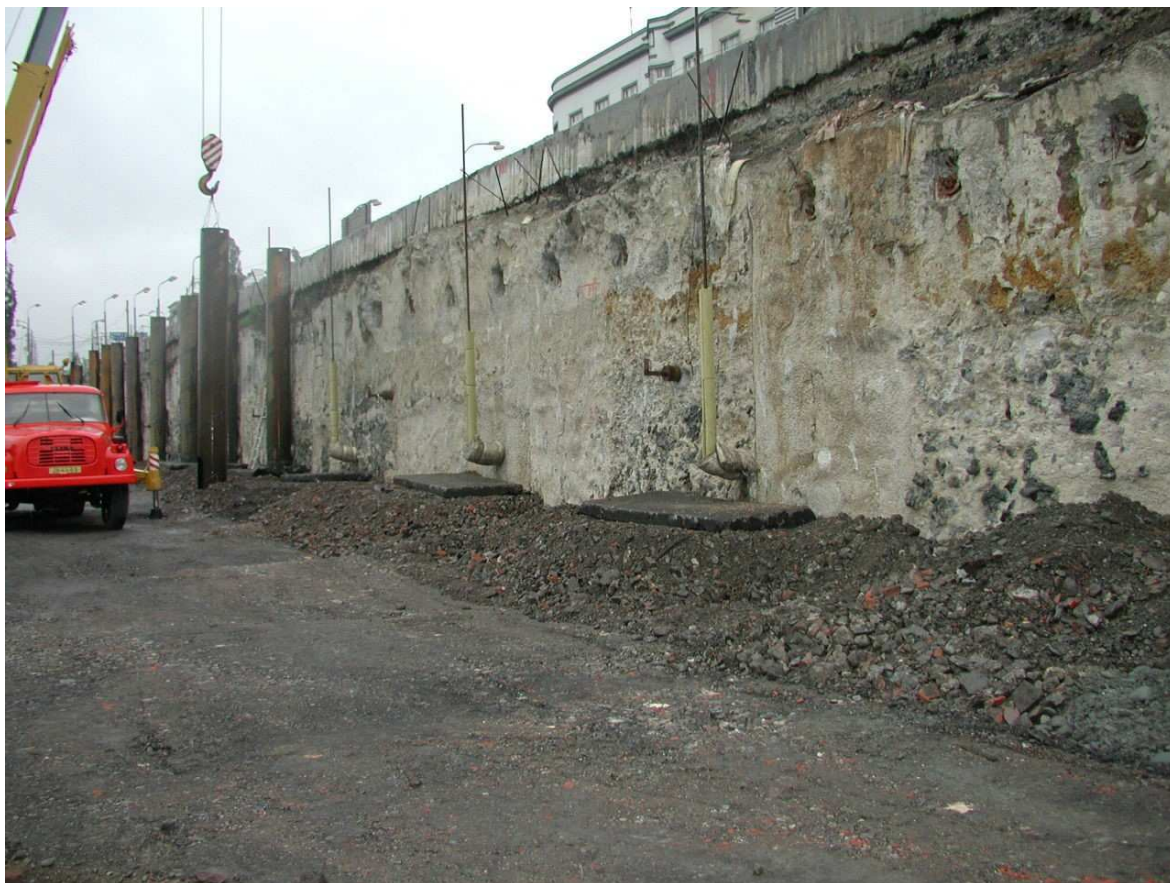
hranoly či fošny, ocelové pažiny Union, betonové prefabrikáty, stříkaný beton s výstužnou sítí. Pažiny musí být aktivovány pomocí klínů. Stabilizačními prvky konstrukce jsou rozpěry nebo dočasné kotvy. Rozpěry mohou být jak šikmé, tak vodorovné, nejčastěji z ocele a dřeva. Kotvy se používají pramencové nebo tyčové. Posledním ze základních prvků je převážka, která umožňuje ekonomické umístění rozpěr či kotev. Převážky mohou být průběžné nebo dělené (viz obrázek č.1). Jsou obvykle tvořeny ocelovými válcovanými profily navzájem svařeny. Převážky musí probíhat minimálně přes dvě zápory. [6, 2 ,8, 17]



Obrázek č. 2 Aktivační prvky a technologický postup [15]

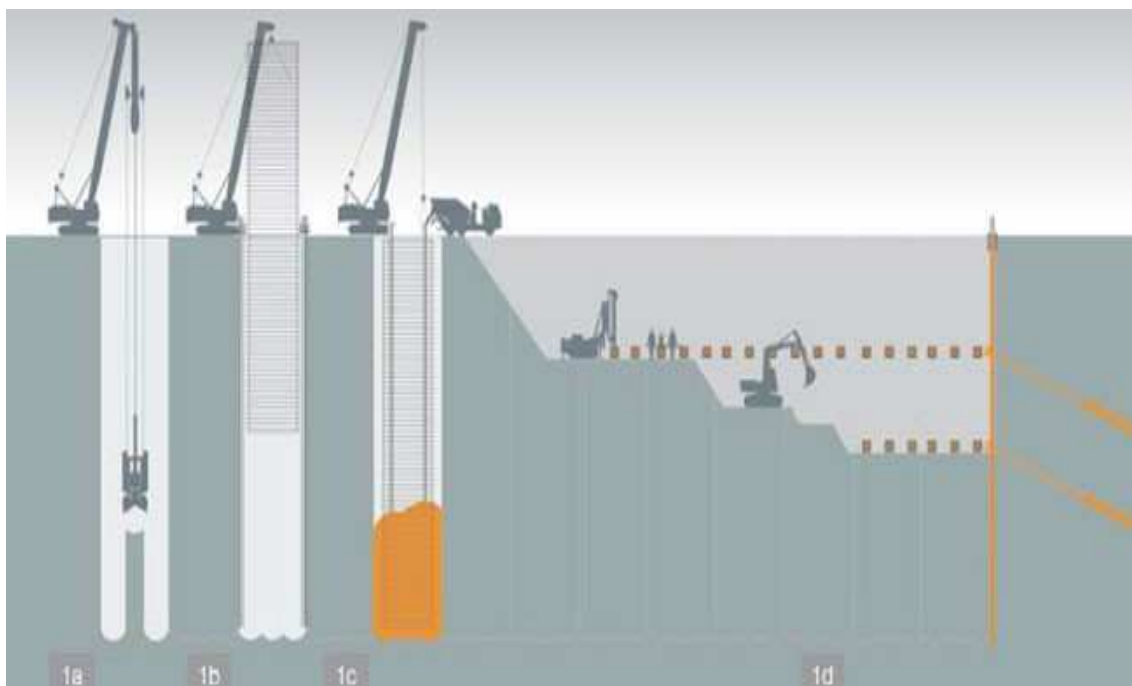
2.2. Podzemní stěny (Milánské)

Podzemní stěny nebo též Milánské stěny (obrázek č.3), jsou liniové konstrukce prováděné nejčastěji u svislého výkopu stavebních jam a rýh. Účel těchto stěn je těsnící, pažící a konstrukční. Všechny zmíněné typy podzemních stěn mají podobný technologický postup.



Obrázek č. 3 Milánská stěna - pohled ze stavební jámy

Stručný technologický postup můžeme vidět na obrázku č.4 obvykle se skládá z několika cyklicky se opakujících kroků. Začíná se těžbou jednotlivých záběrů pomocí drapáku nebo hydrofrézy, (obrázek č.4 1a) obvykle pod ochranou pažicí suspenze. Do vytěžené rýhy je postupně osazen armokoš (obrázek č.4 1b) a zámkové pažnice s těsnicími pásy. Následně probíhá betonáž lamely podzemní stěny (obrázek č.4 1c). Při betonování, které probíhá ode dna, je betonovou směsí vytlačovaná pažicí suspenze, která je následně použita pro budování dalšího záběru. Po zhotovení a následném vytvrdnutí podzemní stěny je možné budovat další fáze výkopu stavební jámy (obrázek č.4 1d). [1, 5, 6, 15]



Obrázek č. 4 Schéma technologického postupu výstavby milánských stěn. [16]

Podzemní milánské stěny jsou děleny podle účelů na těsnící a pažící nebo kombinace obou.

Těsnící podzemní stěny

Tyto stěny na rozdíl od pažících a konstrukčních stěn nejsou obnažené, a proto nejsou namáhány ohybovým momentem. Jsou zhotovovány nejčastěji z jílo-cementových suspenzí, které mají různé příměsi. Tyto suspenze v průběhu výstavby dočasně paží rýhu, po vytvrdnutí získává požadovanou pevnost a vodotěsnost.

Nejčastěji se užívají, aby zabránili nežádoucímu průsaku, přítoku vody do stavební jámy, infiltrací vody z řeky na blízké území, ochraně životního prostředí před kontaminací chemickým znečištěním, a v mnohých dalších případech. [8]

Pažící a konstrukční stěny

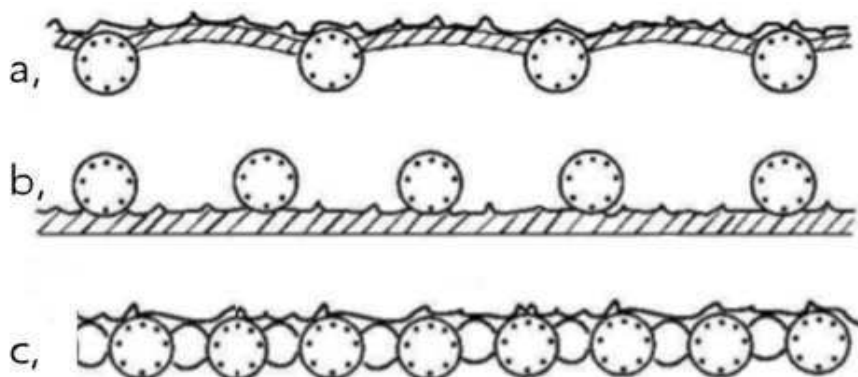
Milánské stěny používané čistě k pažícím účelům se dnes již nevyužívá. Použitá železobetonová výplň je schopna odolávat dlouhodobému zatížení, proto je využívána jako konstrukční stěna. Tyto stěny mohou být monolitické nebo prefabrikované.

Monolitické stěny jsou zhotovovány přímo na místě. Jejich konstrukci tvoří armokoše zalité betonem. Výhodou těchto stěn je pořizovací cena a rychlost provedení. Nevýhoda této stěny spočívá v nerovném povrchu po odtěžení, jelikož se jedná o odlitek rýhy. Tuto nedokonalost lze odstranit stříkaným betonem nebo odfrézováním povrchu stěny.

Prefabrikované stěny se navrhují pro trvalé konstrukce hloubených tunelů a zárubních zdí. Nevýhodou oproti monolitickým stěnám je vyšší cena, dále to je obtížnější manipulace při usazování stěny, složitější transport. Výhoda je přesnost a dokonalá úprava lícni plochy stěny. [8]

2.3. Pilotová stěna

Jedná se o trvalé konstrukce tvořené jednou řadou pravidelně či nepravidelně rozmístěných vrtaných pilot. Pilotové stěny plní více účelů, například jako stěny konstrukční a pažící nebo konstrukční a sanační nebo stěny těsnící. Pilotové stěny se konstruují z vrtaných pilot, které se dále dělí podle dvou parametrů. Jednak podle osové vzdálenosti pilot, jednak podle volné výšky pilotové stěny. Podle volné výšky dělíme na volně stojící a kotvené. Podle osové vzdálenosti a průměru můžeme dělit pilotové stěny na 3 základní typy. Pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností (obrázek č.5, a), Tangenciální (obrázek č.5, b) a převrtávané (obrázek č.5, c). Podle volné výšky na volně stojící a kotvené. [5, 6, 8]

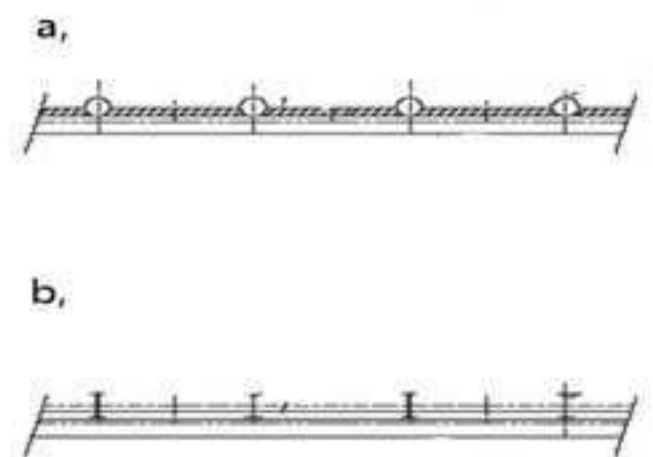


Obrázek č. 5 základní typy pilotových stěn [8]

2.4. Mikrozáporové stěny

Mikrozáporové stěny, také označovány jako Janovské stěny, jsou často používány jako alternativa k záporovému pažení. Nejčastěji se navrhují z důvodů stísněných nebo jinak omezených prostor. Tyto stěny se vždy po provedení nechávají v zemi jako ztracené bednění. Jsou prováděny bez pracovního prostoru. Jsou to lehké a deformovatelné konstrukce, které rychle podléhají korozi.

Prvky mikrozápor, jsou totožné se záporovými konstrukcemi. Hlavním prvkem je mikrozápora, tvořená nejčastěji HEB profily od 100 do 160 (obrázek č.6, a) nebo ocelovými troubami (Obrázek č.6, b). Ty jsou vkládané do maloprofilových vrtů, které jsou realizované jako bezjádrové. Vrty bývají opatřeny cementovou zálivkou, popřípadě cementovou maltou. Dalším prvkem jsou pažiny, ty jsou výjimečně tvořeny dřevěnými fošami minimální tloušťky 40 mm. Daleko častěji se využívá stříkaný beton s výstužní sítí nebo ocelové pažiny typu UNION. Rozpěry jsou z dočasných tyčových či pramencových kotev.



Obrázek č. 6 Zobrazení prvků mikrozáporové stěny [8]

Mikrozápory se navrhují v osových vzdálenostech od 0,6 m do 1,5 m, lze také ukládat v minimální vzdálenosti například od 0,2 m do 0,3 m. Tuhost mikrozápor, která je velice malá, se zvyšuje kotvením. Kotva se vždy instaluje do převázky. [5, 6, 7]

2.5. Štětovicové stěny

Též štětové stěny, se skládají z válcovaných ocelových prvků nejčastěji typu Larsen, které jsou vzájemně spojovány v zámcích a tvoří tak po zabudování souvislou stěnu. Pokud je stěna založena až do nepropustného podloží má i těsnící vlastnosti. Výhodou těchto systému je rychlost při výstavbě. Stěny se instalují jako dočasné nebo trvalé konstrukce. Dočasné se po dokončení stavebních prací mohou vytáhnout a opětovně použít. Trvalé stěny se budují například jako protipovodňové opatření. U těchto stěn musí být zvolen materiál tak, aby byl odolný vůči případné agresivitě horninového prostředí. Limitující faktor pro tyto stěny je technologie provádění. Štětové stěny se můžou beranit, případně vibrovat jen do určitých typů zeminy. Typy zemin ve vztahu k obtížnosti instalace jsou uvedeny v tabulce č. 1. [1, 12, 14]

Tabulka č. 1 Obtížnost beranění štětové stěny [14]

velmi snadná	- soudržní zeminy měkké konzistence - nesoudržné zeminy kypré neulehlé
středně obtížná	- soudržní zeminy (tuhé až tvrdé konzistence) - nesoudržní zeminy středně ulehlé - eluvia podkladních hornin
obtížná	- nesoudržné zeminy (stmelené písky, ulehlý štěrk) - zvětralé poloskalní horniny
velmi obtížná	- nesoudržné silně ulehlé štěrky, hrubé štěrky do průměru 200 mm - zvětralé měkké horniny - eluvia středně tvrdých a tvrdých hornin
neúčinná	- nesoudržné a kamenité a balvanité sutě, více než 30 % balvanů 200 mm - zvětralé, nezvětralé a zdravé horniny tř. R 4-1

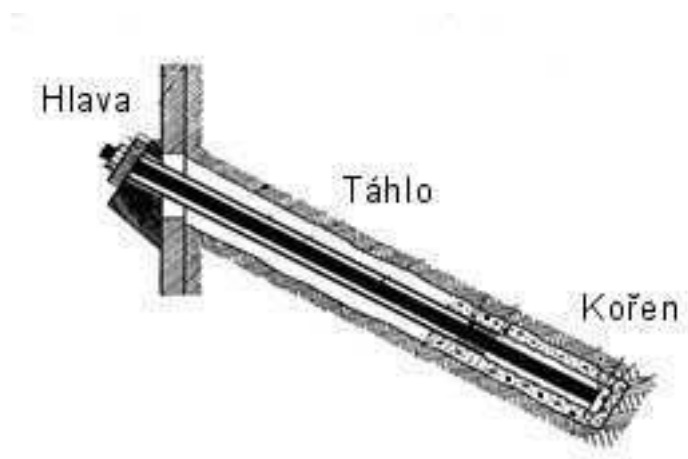
Technologický postup provádění se skládá z několika kroků. Štětovnice se po jedné beraní případně vibruje do zeminy. Do jejího zámku se zapojí další štětovnice a beraní se do požadované hloubky, tento postup se opakuje. V případě štětovnic do 8 metrů je možnost beranit na celou délku štětovnice najednou. Pokud je potřebná hloubka větší než 8 m nebo složitější geologie podloží je nutné beranit po etážích.

Štětové stěny se v případě potřeby stabilizují pomocí kotev. Kotví se několika způsoby, nejčastěji do ocelových převázek, dále do zesílených zaberaných prvků nebo do

každého zvlášť. V případě úzkých stavebních jam lze štětové stěny stabilizovat pomocí rozpěr. [1]

3. Kotvy

Účel kotev ve stavebních konstrukcích je umožnit přenos tahových sil a stabilizovat horninový nebo zemní masiv (Obrázek č.7). Kotevní systémy se často užívají jako podpory u pažení stavební jam, opěrných zdí, zárubních zdí, stabilizaci skalních stěn, tunelových portálu, stěn podzemních kaveren, zajištění zemních svahu včetně sanace sesutých svahu. Slouží také pro zajištění stavebních konstrukcí proti vyplavení působením vztlakové síly vody, překlopení či posunutí. Injektované horninové kotvy se skládají z kotevní hlavy, volné délky, kořene, který je do zemního nebo horninového prostředí upnutý pomocí injektáže.

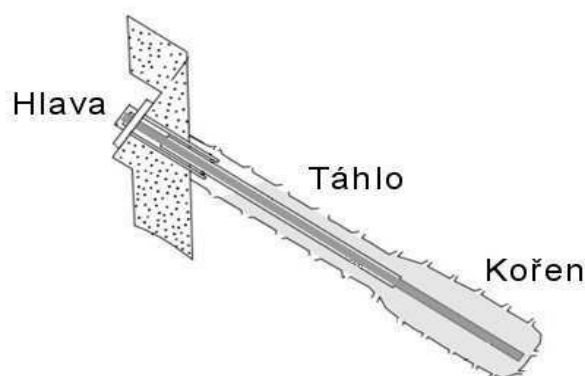


Obrázek č. 7 Zeminová kotva [6]

Protože máme více alternativních systému pro kotvení, jako jsou: tahové piloty, mikropiloty, táhla, rozpínací svorníky, kotvy musí splňovat následující požadavky. Kořenová část kotvy je v základové půdě upnuta pomocí injektáže a musí mít volnou délku, která svým protažením umožní vnesení kotevní síly podle Hookova zákona (deformace je přímo úměrná napětí materiálu). To znamená, že tahová síla se vnáší předpětím. [6, 7]

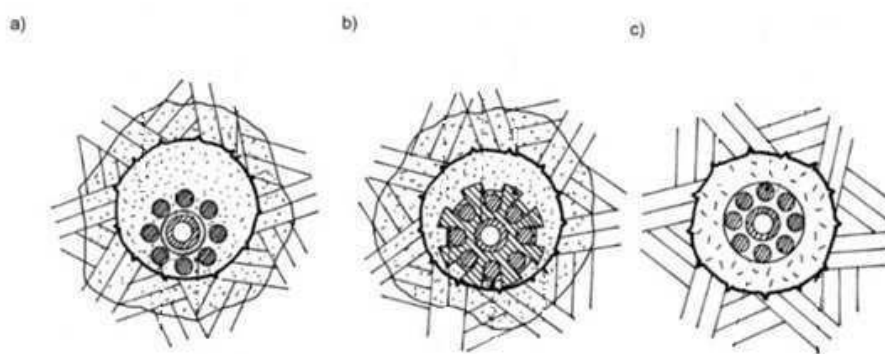
3.1. Konstrukce kotvy

Kotva (obrázek č 8) se skládá ze třech hlavních částí: hlava kotvy, táhlo, kořen. Kotevní hlava musí přenést sílu z táhla do hlavní konstrukce nebo do základové půdy nebo konstrukce. Hlavy kotev se konstrukčně liší dle typu táhla. Obecně zajišťuje pomocí ukotvení táhla přenos síly z kotvy do konstrukce. [2, 6, 7, 9,]



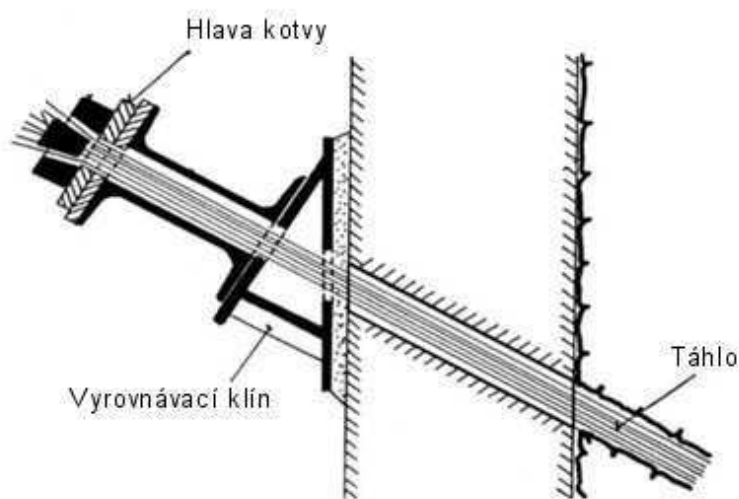
Obrázek č. 8 Hlavní části kotvy [13]

Táhlo kotvy se skládá z volné délky a kořenové délky kotvy. Táhlo musí umožnit přenos tahové síly kotvy až do požadované vzdálenosti v horninovém nebo zeminovém prostředí. Volná délka kotvy musí umožňovat prokluz v prostředí. Na obrázku č.9 vidíme řez dočasnou pramencovou kotvou. Konkrétně na obrázku č.9 a, je řez kořenem kotvy, na obrázku č.9 b, je řez kořenem kotvy s usměrňovacím prvkem a na obrázku č. 9 c, je řez táhlem.



Obrázek č. 9 Řez pramencovou kotvou [6]

Kořen kotev slouží k přenosu kotevní tahové síly do horninového nebo zeminového prostředí. Vzniká injektáží prostředí, a kromě tahové síly, slouží jako primární ochrana kořenové délky kotvy. Obvykle se vytváří opakovanou nebo jednorázovou injektáží cementové směsi [2, 6, 13]



Obrázek č. 10 Konstrukce hlavy kotvy [6]

3.2. Druhy horninových kotev

Kotvy můžeme dělit podle následujících parametrů. Podle typu kotevního táhla na kotvy tyčové a kotvy pramencové. Tyčové táhla kotev jsou tvořené jedním táhlem nejčastěji z ušlechtilé oceli. Po celé délce má nalisovaný závit. Výroba je po 12 m. Dodávají se i spojovací prvky pro nadstavené délky. Pramencové mají táhlo tvořené pramenci spletenými z nízko tepelně popouštěných drátů.

Dále můžeme kotvy dělit podle doby své funkce na kotvy dočasné a trvalé. Dočasné kotvy mají projektovanou životnost maximálně na 2 roky a protikorozní ochrana kotvy není třeba. Popřípadě jen u některých částí kotvy. Trvalé kotvy jsou projektované na životnost delší než 2 roky. U všech částí kotvy je předepsaná ochrana proti korozi a po celou dobu její životnosti musí být umožněn přístup k hlavě kotvy.

Dále rozeznáváme kotvy podle způsobu namáhání kořene na kotvy s kořenem taženým, kdy kotvy přenáší síly do únosného prostředí pomocí tahu, a jsou dnes jediné využívané kotvy. Kotvy s kořenem tlačným se prakticky neprovádějí z důvodu jejich komplikované výroby.

Poslední zmíněný postup dělení je z hlediska předpětí. Kotvy dělíme na předpjaté a nepředpjaté, kde do kotev není vnášena předpínací síla. Obvykle se jedná o kotvy tyčové z prostého betonu [2,6]

3.3. Protikorozní ochrana

Jedna z největších hrozeb pro poškození kotvy, které způsobuje zkrácení životnosti jsou korozní činitelé. Ti poškozují kovové části kotvy chemickými nebo elektrochemickými reakcemi. Rychlost a agresivnost koroze je dána mnoho činiteli v zemině a podzemní vodě proto je nutné kotvy zajistit vhodnou ochranou.

Korozní činitelé

Korozi způsobuje složení zeminy a podzemní vody, specifická vodivost podzemní a povrchové vody, chemické složení a vlhkost jednotlivých geologických vrstev, chemické složení podzemní a povrchové vody, fyzikální a chemické vlastnosti podzemní vody (pH, redox potenciál, atd.), možnost existence bludných proudů, aerobní a anaerobní bakterie.

Metody provádění antikorozní ochrany

Přímá ochrana kotvy se provádí přidáním povlaku, obalením nebo opláštěním voděodolným materiálem, který kotvu odděluje od agresivního prostředí. Bývá označována jako pasivní ochrana. Další možnou ochranou je elektrická katodová ochrana vytvářením elektrického obvodu. Povrch kotvy je katodicky polarizovaný a udržovaný na potenciálu, který brání výskytu korozivních vlastností. Tato metoda se označuje jako aktivní. [2, 6]

3.4. Technologický postup provádění

Technologický postup pro správnou instalaci kotevní výztuže se skládá z několika fází. Jako první se provádí maloprofilové vrty. Po odvrtání vrtů se začíná s plněním zálivkou například cementační. Další fáze je manipulace a osazení samotné kotvy do vrtu se zálivkou. Dále následuje injektáž, popřípadě reinjektáž okolní základové půdy, aby byl kořen kotvy schopný přenést vnášenou tahovou sílu do okolní zeminy. Injektáž taky funguje jako korozní ochrana a zpevňuje okolní zeminu, aby se zvýšila únosnost. Nakonec se provádí napínání kotev, zkoušení kotev, dohled a přezkušování. [2, 6]

4. Návrh pažící stěny

4.1. Podklady pro návrh

Návrh konstrukce pažených stavebních jam závisí především na podkladech. U veškerých geotechnických konstrukcí platí, že čím více a kvalitních podkladů máme při navrhování k dispozici tím přesnější a kvalitnější bude návrh, výpočet i následná realizace pažení stavebních jam. S kvalitou stupních dat pro návrh se snižuje riziko případných nepředvídatelných událostí v průběhu realizace pažících konstrukcí. Samotný návrh pažení závisí na faktorech jako je půdorysný rozměrech stavební jámy a její hloubce, rozměrech podzemních prostor okolních staveb, reliéfu terénu, hloubce základové spáry sousedící stavby. Dále na požadavku na charakter této konstrukce - myšleno ve smyslu dočasná nebo trvalá - požadavku tuhosti pažící konstrukce s ohledem na její přípustné deformace a deformace vyvolané výkopem na sousední zástavbu. V neposlední řadě na inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrech na staveništi, na pevnostních podmínkách a deformačních vlastnostech základových půd. [6, 7]

Geotechnické podklady

Tyto podklady jsou základem ke správnému návrhu pažící konstrukce. Získáváme je na základě inženýrskogeologického průzkumu. Pro zajištění hospodárnosti by se měl průzkumu zúčastnit budoucí navrhovatel konstrukce. Ten může přizpůsobit požadavky na geotechnický průzkum. Hlavní části geotechnického průzkumu jsou průzkumné sondy

v podobě jádrových vrtů, kopaných sond nebo polních geotechnických zkoušek. Jádrové vrty musí být větší než hloubka stavební jámy, nejlépe úplné. Těmto pracím by měla předcházet rešerše, již případně provedených geologických prací, která určí globální poměry. Těmito metodami se přesně popíše a zatřídí zeminy v základové půdě a pomocí polních, indexových a laboratorních zkoušek zeminy jsou zjištěny parametry a vlastnosti zeminy. [6, 7]

Stavební podklady

Tyto podklady se zabývají plánovanou stavbou a stávající zástavbou. Podklady by měly zahrnovat vše o plánované stavbě. Díky těmto informacím se můžou řádně navrhnout potřebné konstrukce. Okolní objekty by měly být řádně zdokumentovány. Při odkopech se může narazit na pozůstatky konstrukcí starších objektu. Nedostatečnost a neúplnost stavebních podkladů vede obvykle k dodatečným průzkumným pracím a zvýšení nákladů na provádění. [6, 7]

Pasportizace

Nedílnou součástí stavebních podkladů by měla být pasportizace sousední zástavby. Správná pasportizace by měla obsahovat pokud možno výkresovou dokumentaci se zaznamenaným stavem objektu před zahájením prací (trhliny, praskliny), doplněnou o fotodokumentaci či videozáznam, podrobné nákresy po patrech či místnostech s jednoznačným označením místností. Dále by měl být sousední stavební objekt geodeticky zaměřen a osazen kontrolními měřičskými body. [6, 7]

Podklady o inženýrských sítích

Pro kotvené pažící konstrukce představují inženýrské sítě určitou překážku. Nezbytné před zahájením veškerých zemních prací je nutnost zajistit vyjádření příslušných správců inženýrských sítí o jejich existenci či neexistenci v místě budoucí jámy, případně vyjádření, zda dojde nebo nedojde k jejich ovlivnění. Velká překážka zjištění pozice inženýrských sítí bývá neúplná nebo chybějící dokumentace. [6, 7]

4.2. Zatížení pažicích konstrukcí

Posouzení pažicích konstrukcí vychází ze dvou mezních stavů. První mezní stav (únosnosti) - při jeho překročení dochází ke zhroucení konstrukce a druhý mezní stav (použitelnosti) - který při překročení zkracuje dobu životnosti a omezuje plné využívání konstrukce. Analýzou těchto dvou stavů se stanovují deformace, které jsou rozhodující pro návrh pažicích konstrukcí. Provedené statické posouzení se počítá přes výpočetní model, do kterého je nutné vložit zatížení od zemních tlaků, přírůstku zemních tlaků od stálého i nahodilého zatížení, vliv podzemní vody a další vnější zatížení. [6, 7]

5. Návrh dle Eurokódu 7

5.1. Použití Eurokódů

První zmínka o založení Evropského společenství je z roku 1975, kdy komise přijala program z oblasti stavebnictví. Cílem programu bylo sjednocení technických specifikací, zbavení se překážek a vytvoření souboru pro navrhování stavebních konstrukcí, který by se podobal národním pravidlům. Tyto soubory by měly postupem času zcela nahradit původní národní pravidla členských států Evropské unie. V 80. letech byla zveřejněna první verze Eurokódů, které byly po dobu svého vývoje kontrolovány a řízeny Komisí zástupců členských států. Eurokódy obecně uvádějí pravidla pro navrhování pozemních a inženýrských staveb, jsou výsledkem novelizace původních pravidel jednotlivých členských států. Dále obsahují specifikace použití a vlastnosti základních stavebních materiálů jako jsou: beton, ocel, dřevo, zdivo, hliník. Zahrnují rozdílné typy konstrukcí, popisují jejich návrhy a posudky, zatížení či požární ochranu. Metody navrhování jsou v Eurokódech založeny na principu dílčích součinitelů a mezních stavů. Eurokódy také složí pro stanovení mechanických vlastností výrobků. Úplnou soustavu nových evropských norem pro navrhování stavebních konstrukcí tvoří 10 Eurokódů, které obsahují 58 technických norem. Pro geotechnické konstrukce je nejdůležitější ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí, která obsahuje vše potřebné ke správnému návrhu a posouzení těchto konstrukcí. [11]

5.2. Geotechnické kategorie

Při výstavbách geotechnických konstrukcí vznikají rizika, která jsou závislá na geotechnických a geologických podmínkách prostředí a složitosti konstrukce, jež je v přímém styku s prostředím nebo využívá prostředí jako konstrukční materiál. Mohou také vznikat rizika z hledisek ekonomických, společenských nebo negativního vlivu na životního prostředí. Při návrzích a posuzování rizik proto vycházíme jednak ze geotechnických poměrů na staveništi a z vlastností základových půd, ale také z charakteru a tvaru základové konstrukce. Míra rizika se dá rozdělit do tří základních tříd číslované 1 až 3, od nejmenšího rizika až po největší. Podle výše uvedených rizik a základových poměrů rozdělujeme konstrukce do tří geotechnických kategorií.

1. Geotechnická kategorie zahrnuje pouze stavby malého rozsahu, které jsou založeny v jednoduchých základových poměrech a minimálním rizikem. Do této kategorie spadají plošné základy v jednoduchých základových poměrech, zemní konstrukce dopravních staveb do 3 m výšky, opěrné konstrukce do 1,5 m výšky a zemní konstrukce vodních staveb dále určené omezeními.

2. geotechnická kategorie zahrnuje konstrukce větších rozměrů s běžným rizikem a jednoduchými základovými podmínkami. Tato kategorie vyžaduje podrobnější průzkum doprovázený příslušnými výpočty, které potvrzují, že požadavky na mezní stavy nebyly překročeny. Do této kategorie spadají stavby s plošnými základy buď jednoduchými ve složitých podmínkách nebo složitými v jednoduchých podmínkách, a piloty a skupiny pilot v jednoduchých geotechnických poměrech. Dále pod druhou geotechnickou kategorií spadají kotvy, násypy dopravních staveb vyšší než 3 m, opěrné konstrukce a vyztužené zeminy do 6 m, tunely v tvrdých neporušených horninách, vodní stavby do 15 m výšky.

3. geotechnická kategorie potom zahrnuje všechny ostatní typy konstrukcí, které nebyly zmíněny v předešlých dvou kategoriích. To jsou především složité, atypické nebo rozsáhlé konstrukce v komplikovaných poměrech. Návrh a posouzení konstrukcí spadajících pod tuto kategorii vyžaduje specializovaný průzkum doprovázený i polními zkouškami.

[6, 4]

5.3. Princip mezních stavů:

Každou stavební konstrukci nebo základovou půdu posuzujeme na mezní stav porušení (1. mezní stav) a mezní stav použitelnosti (2. mezní stav). Pro veškeré geotechnické konstrukce, které jsou posuzované statickými výpočty, musíme ověřit, zda nejsou překročeny mezní stavy.

První mezní stav porušení

První mezní stavy porušení jsou:

(EQU) – Ztráta stability konstrukce jakož to tuhého tělesa, při níž pevnost konstrukce a zeminy nerozhoduje. Jde vesměs o málo časté případy například skupina tahových pilot.

(STR) – nadměrná deformace nebo vnitřní porušení konstrukce nebo jejich prvků, u kterých pro jejich dimenzování rozhoduje pevnost konstrukčního materiálu, např. patky piloty, zdi.

(GEO) – Porušení nebo nadměrná deformace horninového prostředí, pro které je smyková pevnost rozhodující pro posouzení odolnosti. Je to nejčastější případ pro posouzení hlubinných i plošných základů v horninovém prostředí.

(UPL) – ztráta rovnováhy konstrukce nebo zeminového prostředí. Nastává vlivem vztlaku vody a jiných svislých zatížení. Jde o méně časté případy u tahem namáhaný konstrukcí nebo u konstrukcí pod hladinou podzemní vody.

(HYD) – Nadzdvihávání dna, sufóze, eroze v horninovém prostředí. Je způsobena hydraulickým gradientem. [4, 6]

Ověřování mezních stavů

Pro ověření celkového přemístění konstrukce a ztráty stability (EQU) platí podmínka:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb} + T_d$$

kde: $E_{dst,d}$ – návrhová hodnota účinku destabilizujícího zatížení

E_{stb} – návrhová hodnota účinku stabilizujícího zatížení

Pro nadměrné deformace a porušení konstrukce nebo vnitřního prostředí (STR a GEO) platí podmínka:

$$E_d \leq R_d$$

kde: E_d – návrhová hodnota účinků zatížení

R_d – návrhová hodnota mezní únosnosti zatížení

Pro ověření ztráty rovnováhy konstrukce nebo zeminového prostředí vlivem vztlaku (UPL) platí podmínka:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}$$

kde: $V_{dst,d}$ – návrhová hodnota destabilizujícího svislého zatížení na konstrukci

$G_{dst,d}$ – návrhová hodnota destabilizujících stálých pro posouzení vztlaku

$G_{stb,d}$ – návrhová hodnota stabilizujících stálých svislých zatížení pro posouzení vztlaku

R_d – návrhová hodnota mezní únosnosti k zatížení

$Q_{dst,d}$ – návrhová hodnota destabilizujících proměnných svislých zatížení pro posouzení vztlaku

Pro ověření odolnosti proti nadzdvížení dna vlivem proudění vody (HYD platí podmínka:

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d}$$

kde:

- $u_{dst,d}$ – návrhová hodnota destabilizujícího celkového pórového tlaku vody
- $\sigma_{stb,d}$ – návrhová hodnota stabilizujícího celkového svislého napětí
- $S_{dst,d}$ – návrhová hodnota destabilizující průsakové síly v základové půdě
- $G'_{stb,d}$ – návrhová hodnota stabilizujících svislých zatížení pro posouzení nadzdvíhování dna

[4, 6]

Druhý mezní stav použitelnosti

Jde o výpočet deformací a porovnání s hodnotami deformace pro dané zatížení a deformací limitní pro danou konstrukci. Dílčí součinitel pro mezní stavy použitelnosti se rovná 1,0. Mezní hodnota deformace se musí dohodnout během návrhu konstrukce. Pro mezní stav použitelnosti (2. mezní stav) musí platit podmínka nebo se dá použít zjednodušený přístup, který musí prokázat mobilizaci smykové plochy tak malé, aby se deformace pohybovaly v požadovaných mezích použitelnosti.

$$E_d \leq C_d$$

kde: E_d – návrhová hodnota účinku zatížení
 C_d – limitní návrhová hodnota účinku zatížení

[4]

5.4. Návrhové přístupy

Jednotlivé návrhové přístupy, ke geotechnickému návrhu výpočtem, používají do výpočtů dílčí součinitele různými způsoby, proto se výsledky jednotlivých návrhových přístupů mohou značně lišit. Výběr návrhových přístupů pro jednotlivé geotechnické příklady je uveden v Národní příloze k eurokódu EC 7. Pokud příklad konstrukce v příloze není, volíme návrhový přístup sami dle uvážení.

Návrhový přístup 1

Platí pro veškeré geotechnické konstrukce s výjimkou kotev a pilot. Pro navrhovaný přístup se používají následující kombinace. Návrhový přístup aplikuje dílčí součinitele na zatížení a materiálové charakteristiky.

1. kombinace 1: A1 + M1 + R1

2. kombinace 2: A2 + M2 + R1

kde: + značí: kombinuje se s

Pro případy osově zatížených kotev a pilot platí:

1. kombinace 1: $A1 + M1 + R1$

2. kombinace 2: $A2 + (M1 \text{ nebo } M2) + R4$

M1 se používá pro výpočet únosnosti kotev a pilot

M2 se používá pro výpočet nepříznivých zatížení pilot (negativní plášťové tření, příčné zatížení)

Návrhový přístup 2

Platí pro veškeré posuzování geotechnických konstrukcí. Aplikuje dílčí součinitele na zatížení a na odpor materiálu.

1. Kombinace: $A1 + M1 + R2$

Návrhový přístup 3

Platí pro veškeré posuzování geotechnických konstrukcí. Aplikuje dílčí součinitele na zatížení a současně na materiál (charakteristiky zeminy)

1. kombinace: $(A1 \text{ nebo } A2) + M2 + R3$

A1 se vztahuje ke konstrukčnímu zatížení

A2 se vztahuje ke geotechnickému zatížení

[4, 6]

Příslušné tabulky součinitelů:

Tabulka č. 2 Dílčí součinitelé zatížení nebo účinků zatížení [6]

Zatížení		Značka	Soubor	
			A1	A2
stálé	Nepříznivé	γ_G	1,35	1,00
	příznivé		1,00	1,00
proměnné	nepříznivé	γ_Q	1,50	1,30
	příznivé		0,00	0,00

Tabulka č. 3 Dílčí součinitelé parametrů základové půdy [6]

Parametry zeminy	Značka	Soubor	
		M1	M2
úhel vnitřního tření	γ_φ	1,00	1,25
efektivní soudržnost	γ_c	1,00	1,25
neodvodněná smyková pevnost	γ_{cu}	1,00	1,40
pevnost v prostém tlaku	γ_{qu}	1,00	1,40
objemová tíha	γ_γ	1,00	1,00

Tabulka č. 4 Dílčí součinitele únosnosti a usmýknutí [4]

Druh zatížení	Značka	R1	R2	R3
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Usmýknutí	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00

5.5. Přístupy posouzení kotvené pažící konstrukce

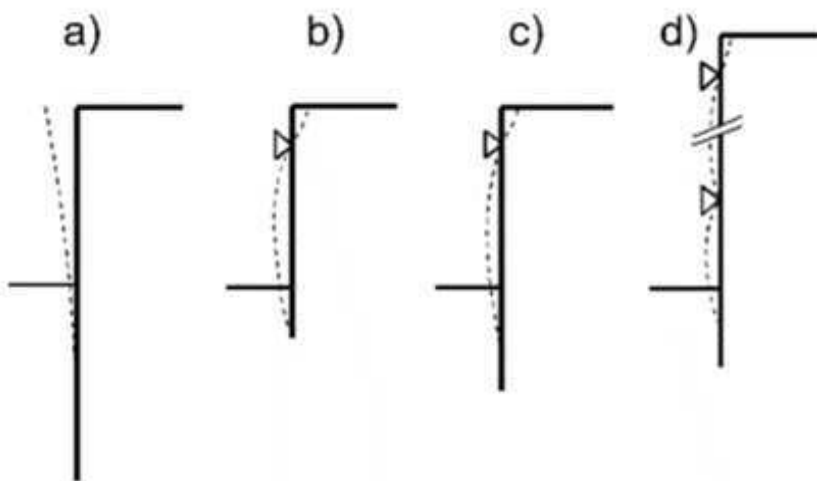
Statický výpočet

Všechny typy pažících konstrukcí jsou zatěžovány obecně orientovanými silami, které se rozkládají na složku svislou a vodorovnou. Konstrukce se musí posuzovat na obě tyto složky. Cílem statického výpočtu je stanovit deformace, vnitřní síly, vnitřní a vedlejší

stabilitu konstrukce. Při výpočtu vnitřních sil je pažící konstrukce můžeme použít metodu prutového modelu nebo numerické řešení matematického modelu. Pro volbu metody je potřeba vzít v úvahu vstupní hodnoty, výchozí předpoklady, charakter řešeného problému a výsledek řešení. [7, 9]

Prutové modely na tuhých podporách s předem stanoveným zatížením

Tato metoda se používá především pro stanovení velikosti vnitřních sil a dimenzování prvků pažící konstrukce, jako jsou kotvy a rozpěry. Není vhodná pro odhad deformací těchto konstrukcí. Klasický postup při výpočtu užívá Blumovu metodu, ta umožňuje výpočty pažících konstrukcí, které jsou do dna vetknuté jinak nepodepřené, (obrázek č. 11, a) jedenkrát podepřené v patě volné (obrázek č. 11, b) nebo vetknuté (obrázek č. 11 c,) nebo několika násobně podepřené v patě volné (obrázek č. 11, d)



Obrázek č. 11 Statické typy pažících konstrukcí [6]

Jednoduše podepřená stěna vetknutá v patě

Konstrukce je dvakrát staticky neurčitá. Neznámá složka je F_k (kotevní síla) a hloubka vetknutí. Na obrázku č 12 můžeme vidět schematické rozdělení tlaků, ohybových momentů a náhradních nosníků na konstrukci. Tyto konstrukce řešíme Blumovou metodou náhradních nosníků, ta předpokládá, že bod nulového zatížení a nulového ohybového momentu jsou na stejném místě označeného písmenem N.

Podmínka bodu N:

$$\gamma(h + h_N)K_a = \gamma h_N K_p \quad h_N = \frac{\gamma h K_a}{\gamma(K_p - K_a)}$$

kde:

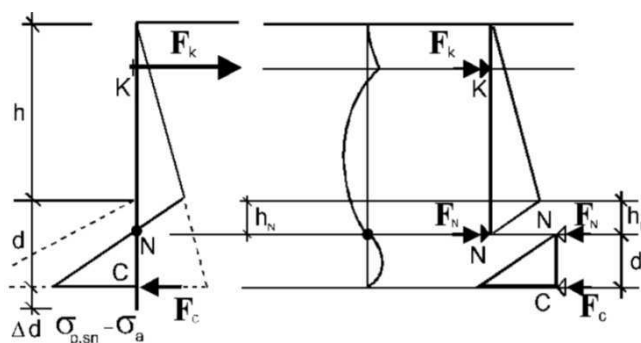
γ je objemová tíha zeminy

h_N – vzdálenost ode dna stavební jámy po bod N

h – hloubka dna stavební jámy od povrchu

K_p – součinitel pasivního zemního odporu

K_a – součinitel aktivního zemního tlaku



Obrázek č. 12 Jednoduše kotvená stěna vetknutá v patě [6]

Z tohoto předpokladu jde staticky neurčitou úlohu pomocí vložení kloubu do bodu N rozdělit na statickou úlohu s dvěma staticky určitými nosníky. Vložení kloubu neovlivní zatěžovací a momentový obrazec. V nově vzniklých náhradních nosnících řešíme podporové síly a ohybové momenty.

Na náhradním nosníku KN dopočítáme maximální moment, kotevní sílu F_k , a reakci v bodě N. Na náhradním nosníku NC musíme spočítat délku d_s :

$$d_s = \sqrt{\frac{6F_N}{\gamma(K_p - K_a)}}$$

kde: d_s – délka náhradního nosníku NC
 F_N – výsledná reakce z náhradního nosníku
 K_p – součinitel pasivního zemního odporu
 K_a – součinitel aktivního zemního tlaku

Tato hodnota d_s společně s hodnotou h_s určuje teoretickou délku náhradního nosníku NC a působíště spodní reakce F_c . Pro zajištění rovnováhy je nutné zvětšit teoretickou hloubku vetknutí d o hodnotu $\Delta d = (0,1 \text{ až } 0,2)d_s$, na které se přepokládá působení síly F_c . Pro zjednodušení výpočtu na náhradním nosníku NC počítáme s tím, že působíště síly F_c je v bodě C. Přesnější určení vetknutí Δd můžeme určit ze vzorce:

$$\Delta d = \frac{F_c}{\sigma_p^{(h+d)}}$$

kde: Δd – teoretická hloubka vetknutí
 F_c – reakce síly na náhradním nosníku NC
 σ_p – napětí pasivního zemního tlaku

[7, 9]

Numerické metody

Numerické metody jsou standardním nástrojem geotechnického inženýrství. Pro složitější konstrukce jsou často jedinou možností posouzení mezního stavu použitelnosti. Metody jsou vhodné i pro posuzování mezního stavu únosnosti. Numerické metody dokáží jako jedny z mála metod velice přesně popsat vztahy zeminy a pažící konstrukce. Jelikož je velice těžké nadefinovat zeminu jako materiál, kvůli její nehomogenitě, vrstevnatosti, velké variability horninového prostředí, různým vlastnostem, geometrii, nemůžeme se na numerické metody spoléhat úplně. Další míra nejistoty u parametrů roste získáváním dat.

Data pro definování zeminy získáváme na základě geotechnického průzkumu, jehož možnosti jsou omezené, jak kvality, tak rozsahu.

Chování zeminy je nelineární, základové půdy jsou anizotropní a nehomogenní. Tyto parametry jsou důvodem pro sestavení komplexních numerických modelů, které se pokoušejí co nejpřesněji popsat chování zeminy. Při modelování pažících konstrukcí je třeba zohlednit: velikost modelované oblasti, počáteční napjatost, vícefázový systém, modelování jednotlivých fází výstavby, interakce zeminy a konstrukce, vliv vody. [7]

Metoda závislých tlaků

Metoda závislých tlaků nahrazuje pažící konstrukci nosníkem na pružných podporách. Zbytek prostředí pak nahrazují síly, horninu pak tlaky závislé na deformaci nosníku. Celá konstrukce je rozdělena na jednotlivé uzly, které jsou podepřeny pružnými podporami jejichž tuhost D je vyjádřena jako součin délky daného úseku b , zatěžované šířky l a modulem reakce podloží k_h . Tento modul charakterizuje přilehlé horninové prostředí. nosníky se řeší opakovaně, v každém cyklu může modul reakce podloží k_h nabývat jiné hodnoty. Nulové hodnoty má na plastických částech průběhu (obrázek č.13), dle níže uvedených rovnic. Iterace začíná z nulové deformace pažení, zatížení tlakem v klidu. Výstupem řešení jsou všechny nosníkové veličiny, ohybová čára pažení, zemní tlaky a síly v kotvách.

$$\sigma = k_h \cdot u + \sigma_r \quad \text{pro } u \in \langle u_p, u_a \rangle$$

$$\sigma = \sigma_p \quad \text{pro } u > u_p$$

$$\sigma = \sigma_a \quad \text{pro } u > u_a$$

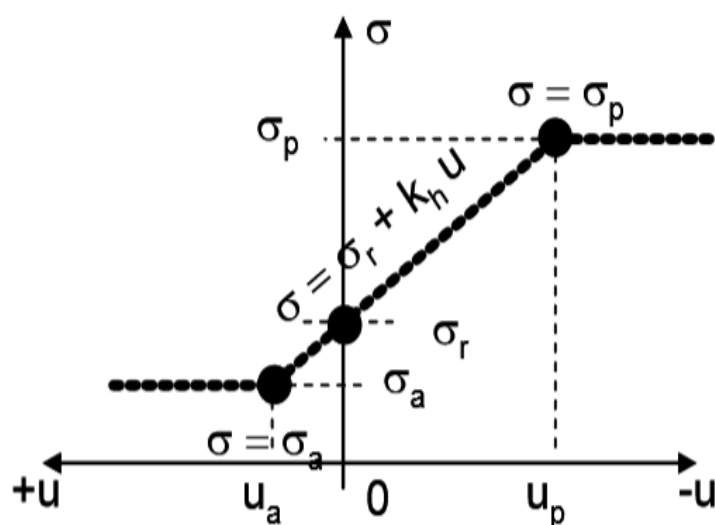
kde: σ – neutrální napětí

σ_r – napětí v klidu

σ_p – pasivní napětí

σ_a – aktivní napětí

u – deformace



Obrázek č. 13 Závislost velikosti zemního tlaku na deformaci [7]

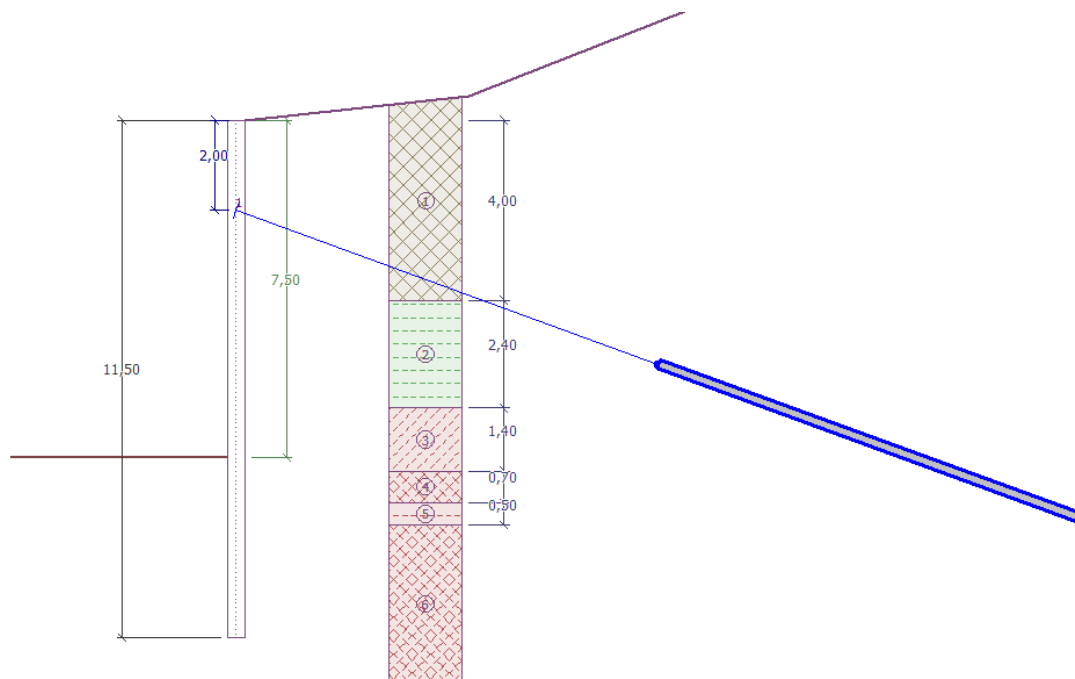
Podle obrázku č. 13 lze nahradit závislost velikosti zemního tlaku na deformaci pažící konstrukce pomocí trilineární čáry. Další možnost je nahrazení pomocí dvou hyperbol. Důležitý vstupní parametr je modul reakce podloží. Také označován jako strmost výsledné závislosti deformace na napětí viz (Obrázek 13). Tento parametr nejde jednoznačně stanovit pomocí geotechnického průzkumu, protože nejde o vlastnost zeminy, ale o charakteristiku, která závisí na velikosti zatěžovací plochy a na typu zeminy. Do výpočtu proto uvažujeme hodnoty či korelace odvozené z literatury nebo zkušeností. Tuto metodu využívá i program GEO 5. [7, 12]

6. Posouzení kotvené pilotové stěny.

6.1. Návrh a posouzení kotvené pilotové stěny

Pro účely této bakalářské práce je stanoven ilustrativní příklad kotvené pilotové stěny, který je navržen a posuzován na základě inženýrsko geologického průzkumu vybrané lokality viz Obrázek č.14. Na tomto příkladu jsou aplikovány všechny návrhové přístupy a jejich kombinace. Podle návrhu je hloubka stavební jámy $H = 7,5$ m, terén za konstrukcí nebyl nijak upravován. Pilotová stěna má celkovou hloubku 11,5 m a je vetknutá do skalního podloží. Piloty jsou převrtávané kruhové o průměru $d = 1$ m s osovou vzdáleností $a = 0,8$ m.

Celková délka pilotové stěny je 20-30 m. Materiál pilotové stěny je beton C20/25. Na kotvení konstrukce jsou použity pramencové kotvy 4 x Lp15,5 mm (ocel 1800MPa) $l = 20$ m, $l_k = 10$, sklon 20° , rozteč 3 m v hloubce 2 m pod korunou pilotové stěny. Konstrukce prostupuje několika vrstvami horninového prostředí, které jsou dále specifikovány. Hladiny podzemní vody je 3 m p.t.



Obrázek č. 14 Návrh geometrie příkladu pilotové kotvené stěny a geologický profil

6.2. Základní parametry zeminy

V okolí kolem konstrukce jsou pomocí průzkumu z vrtu J-1 zjištěny jednotlivé typy hornin a zemin. Pomocí laboratorních zkoušek jsou u těchto zemin stanoveny reprezentační charakteristiky, které jsem použil pro zhotovení profilu. V následující tabulce jsou uvedeny pro přehlednost parametry zemin a hornin.

Tabulka č. 5 Základní parametry zeminy

Označení	Název	γ	E_{def}	φ_{ef}	c_{ef}	δ
		[kN/m ³]	[Mpa]	[°]	[kPa]	[°]
Q0	Antropogenní navážka	19,00	80,00	33,00	4,00	11,00
E1	Eggenburg – jemnozrnné zeminy	20,10	6,51	29,00	11,00	9,67
C1	karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp. prachovce (eluvia)	20,14	15,00	35,00	30,00	9,67
C2	karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce	24,00	170,00	38,00	50,00	12,67
C3	karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce	23,59	700,00	45,00	200,00	15,00

6.3. Výpočet v programu GEO 5

Výpočet pažící konstrukce je proveden v programu GEO 5, v modulu Pažení posudek (od firmy FINE). Tento software pracuje na principu metody závislých tlaků. Při řešení je uvažováno s konstitutivním vztahem ideálně pružnoplastickým. To znamená, že se materiál chová pružně a velikost deformací se řídí podle parametru k_h . Pro výpočet máme v programu možnost volby počítání k_h podle 4 variant: Schmitt, Chadeisson, manuální a automatická iterace. [12] Pro náš příklad jsem zvolil přístup podle Schmitta. Tento přístup jsem zvolil na základě parametrů, které vstupují do výpočtu rovnice. Edeometrický modul zeminy a tuhost konstrukce jsou pro nás známé parametry.

$$k_h = 2,1 \left(\frac{E_{oed}^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}} \right)$$

$$E_{dst,d} \leq E_{stb} + T_d$$

kde: K_h – modul přetvárnosti prostředí

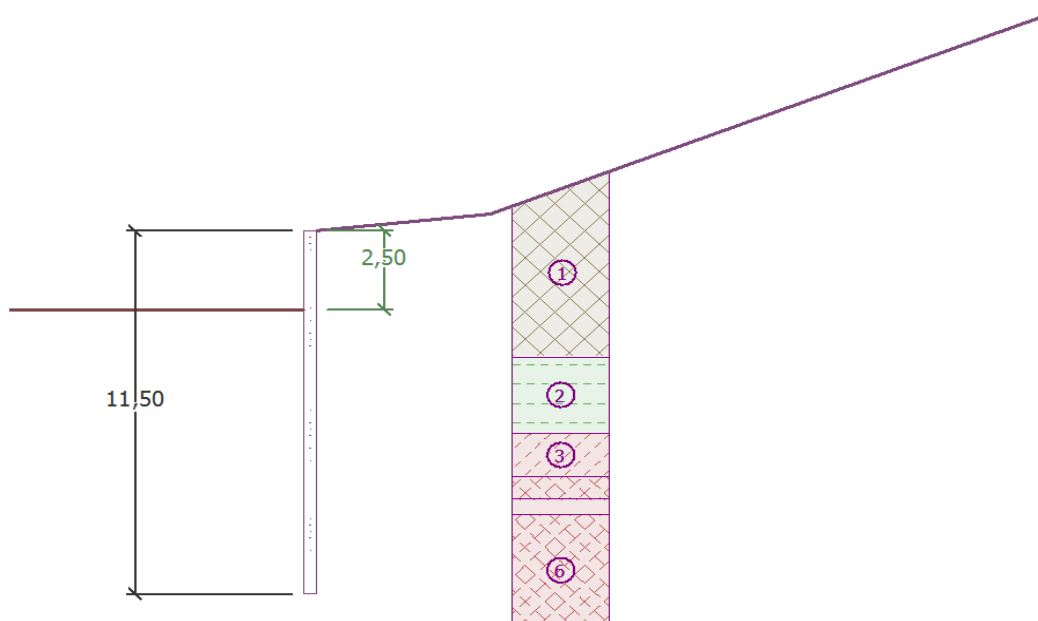
E_{oed} – oedometrický modul

E – modul pružnosti v tahu

$E_{dst,d}$ – návrhová hodnota účinku destabilizujícího zatížení

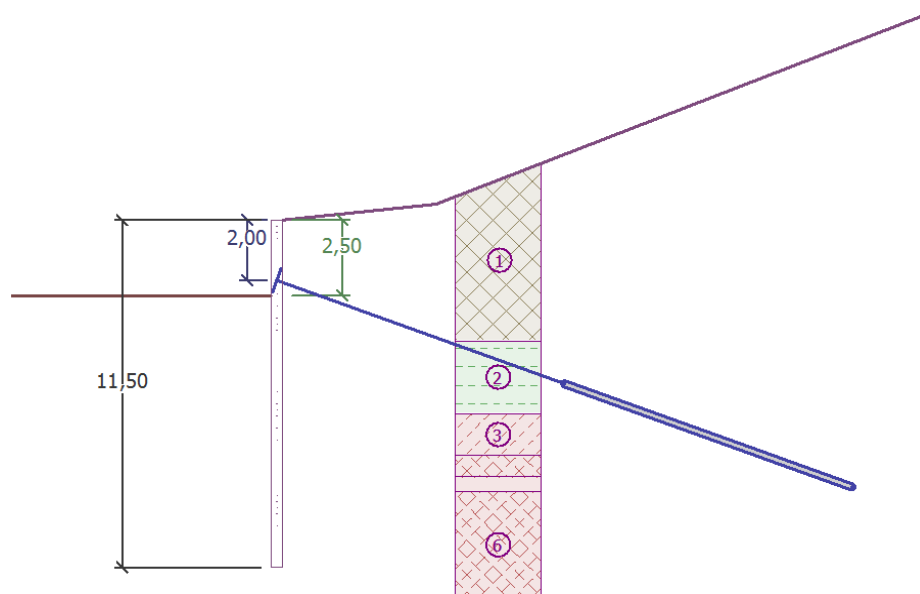
E_{stb} – Návrhová hodnota účinku stabilizujícího zatížení

Konstrukce je rozdělena do 3 fází výstavby. V první fázi (Obrázek č. 15) výstavby se realizuje hloubení stavební jámy do hloubky 2,5m. V 2. fázi (Obrázek č. 16) byla instalována kotva v hloubce 2 m a předeprnuta na danou předpínací sílu $P_0 = 200$ kN. Ve 3. fázi (Obrázek č. 17) výstavby je stavební jáma vyhloubena až na požadovaných 7,5 m p.t.

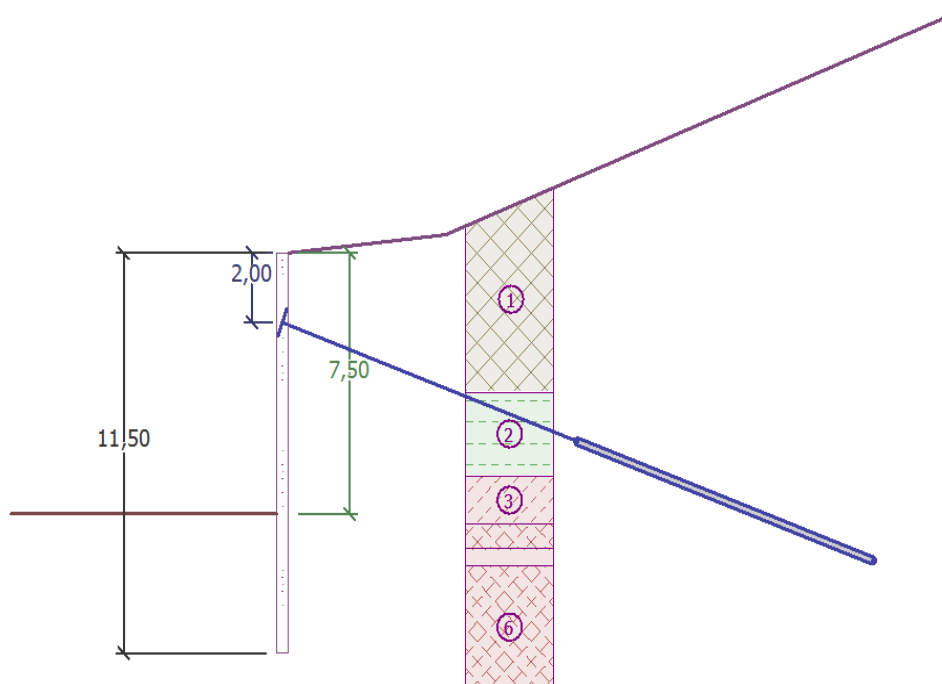


Obrázek č. 15

1. fáze budování



Obrázek č. 16 2. fáze budování



Obrázek č. 17 3. fáze budování

Dále je každá fáze počítána podle všech návrhových přístupů. Příklad je počítán bez vlivu a s vlivem podzemní vody. Pro kombinaci s vodou je počítáno s úrovní hladiny podzemní vody v hloubce 3,5 m p.t. Jednotlivé návrhové přístupy do výpočtu uplatňují dílčí součinitele různým způsobem, proto se každý návrhový přístup liší ve výsledku. Dílčí součinitele obecně aplikujeme na samotná zatížení nebo jejich účinky a na vlastnosti základové půdy M, nebo odpory R nebo na oboje. Pro srovnání je počítáno i bez účinku redukčních koeficientů.

V každém výpočtu v modulu Pažení posudek byly získány následující důležité hodnoty. Jedná se o:

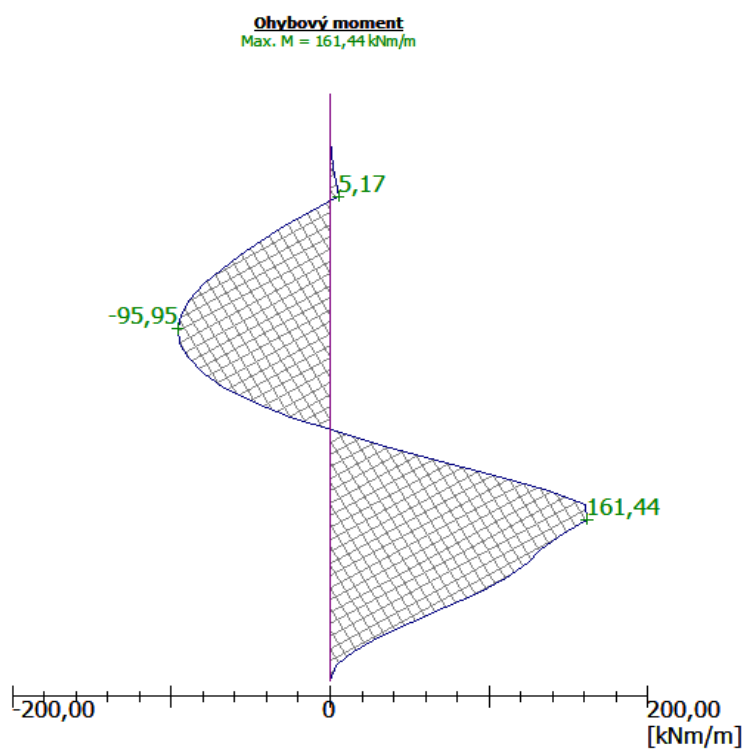
Maximální deformace	Deformace [mm]
Maximální ohybový moment	M max. [kN/m]
Maximální posouvající síla	Q max. [kN/m]
Síla v kotvě	síla v kotvě [kN]
Využití kotev	využití kotev [%]
Maximální tlak na konstrukci	tlak na konstrukci [kPa]

Veškeré získané výsledky jsou uvedeny v tabulce č. 6. Po porovnání získaných hodnot uvedených v tabulce konstatujeme, že návrhový přístup 1 v 2. kombinaci (NP1 K2) má totožné výsledky s návrhovým přístupem 3 (NP3).

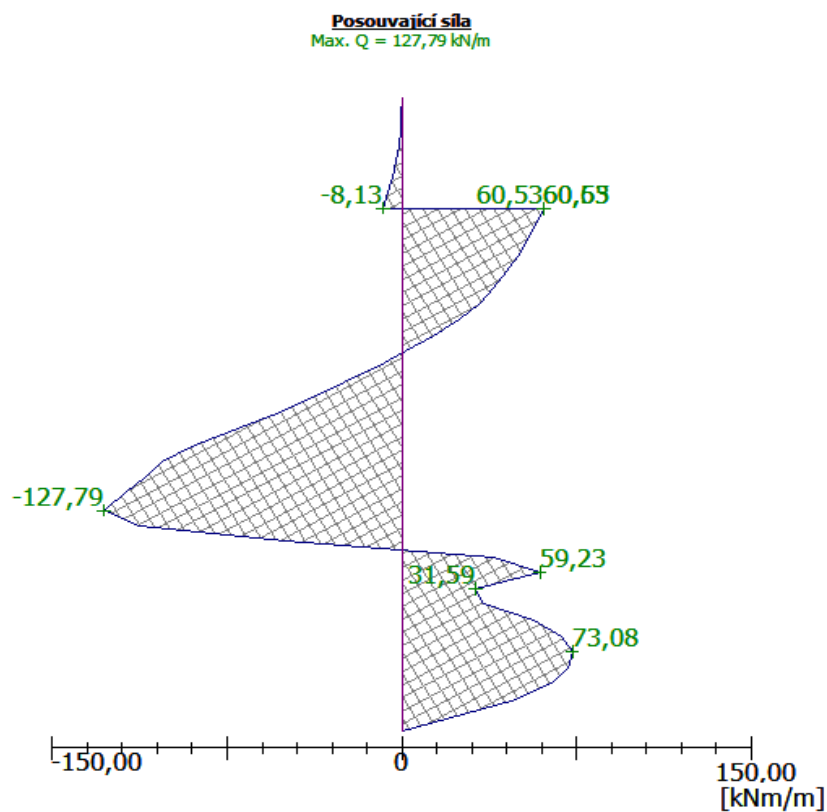
Tabulka č. 6 *Tabulka výsledných hodnot*

Návrhový přístup	Deformace [mm]	Vnitřní síly		síla v kotvě [kN]	využití kotev [%]	tlak na konstrukci [kPa]
		M max [kN/m]	Q max [kN/m]			
NP1, kombinace 1	1,9	161,44	127,79	219,56	21,11	350,74
NP1, kombinace 2	2,1	168,54	129,53	220,07	21,16	361,29
NP2	1,9	162,72	128,03	218,86	21,05	352,07
NP3	2,1	168,54	129,53	220,07	21,16	361,29
Neredukované	1,5	139,72	123,13	215,58	20,73	327,35
Vliv HPV NP1 K1	2,8	214,90	165,78	228,73	22,00	464,65
Vliv HPV NP1 K2	2,8	213,50	156,05	226,49	21,78	441,55
Vliv HPV NP2	2,8	217,34	166,22	227,43	21,87	466,93
Vliv HPV NP3	2,8	213,50	156,05	226,49	21,78	441,55
HPV Neredukované	2,1	182,98	149,66	222,76	21,42	409,26

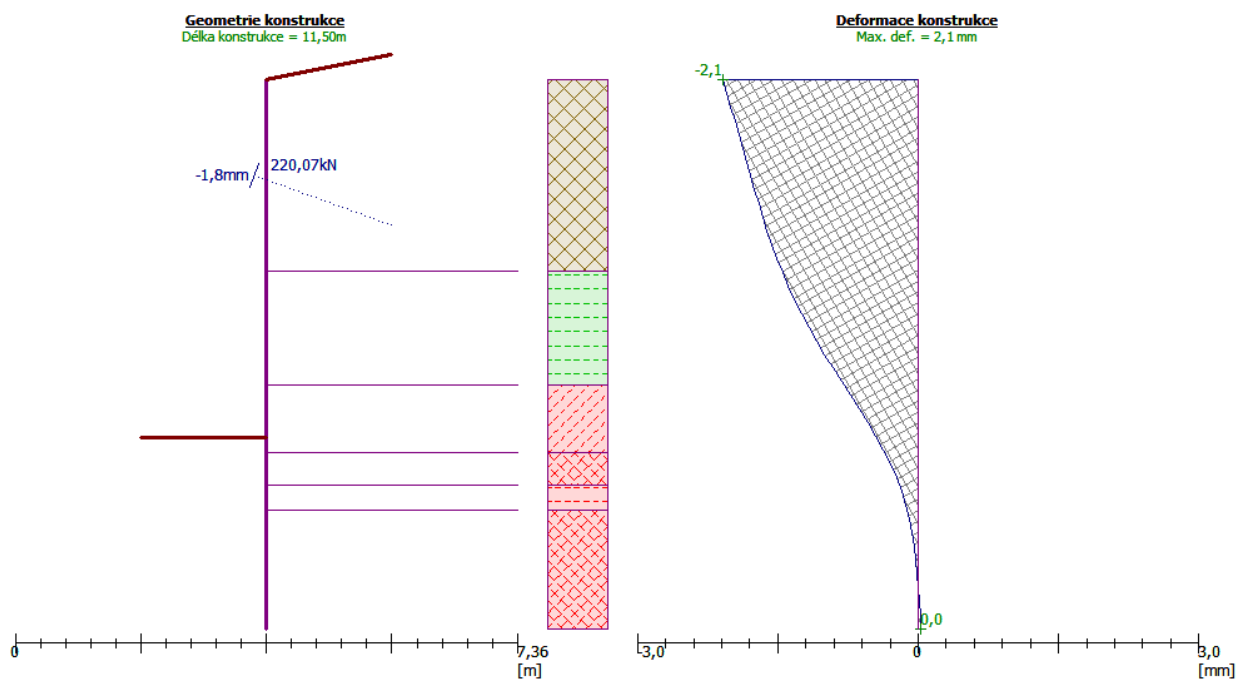
Na obrázku č.18 vidíme průběh ohybových momentů na konstrukci v třetí fázi budování pro první návrhový přístup v kombinaci jedna NP1 K1. Na obrázku č.19 vidíme průběh posouvajících sil působící na pažici konstrukci. Také ve 3. fázi budování u 1.návrhového přístupu kombinace 1. Dále na obrázku č. 20 vidíme celou geometrii konstrukce s průběhem deformací a síly v kotvě.



Obrázek č. 18 Průběh ohybových momentů



Obrázek č. 19 Průběh posouvajících sil



Obrázek č. 20 Geometrie konstrukce a deformace projevené na konstrukci

Posouzení betonového průřezu

Součástí posudku je i výpočet pilotové převrtávané stěny o rozměrech $d = 1,00$ m; $a = 0,80$ m. Pro výpočet byly uvažovány všechny fáze budování. Výpočtový součinitel namáhání průřezu $= 1,00$

Posouzení na ohyb

Posuzováno je vyztužení - 6 ks profil 30,0 mm; krytí 40,0 mm.

Typ konstrukce (stupně vyztužení): nosník

Stupeň vyztužení $\rho = 0,270 \% > 0,130 \% = \rho_{\min}$

Zatížení: $M_{Ed} = 130,18$ kNm

Únosnost: $M_{Rd} = 724,57$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 202,44$ kN $> 102,42$ kN $= V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Celkové posouzení: Průřez VYHOVUJE

6.4. Posouzení kotvení

Kotvy jsou umístěny 2 m pod úroveň terénu. Všechny kotvy jsou navrženy jako trvalé, kotvy pramencové, typ 4 x Lp 15,5/1800 s plochou průřezu $141,5$ mm². Vstupní parametry pro posouzení kotev jsou uvedené v tabulce č. 8. Hodnoty jsou převzaty pro určité návrhové přístupy z programu GEO 5. Ostatní z hlavních charakteristik jsou uvedeny níže.

Tabulka č. 7 Vstupní parametry kotvy

Úroveň kotvení	Vodorovná vzdálenost	Sklon	Volná délka	Délka kořene	Návrhové zatížení
[m]	[m]	[°]	[m]	[m]	[kN]
2	3	20	10	10	220,07

Hlavní parametry Pramencové kotvy 15,5/1800

Jmenovitý průměr:	$d = 15,5\text{mm}$
Jmenovitý průřez:	$A_t = 141,5\text{mm}^2$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{p0,2} = 1532\text{ kN}$
Počet pramenců:	$n = 4$
Průměr vrtu:	$d_v = 200\text{mm}$
Plášťové tření:	$\tau = 300\text{ kPa}$

Charakteristická únosnost proti vytržení:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot L_k \cdot \tau_i = 3,14 \cdot 0,200 \cdot 10 \cdot 300 = 1884,95\text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytržení:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{1,1} = 1713\text{ kN}$$

Konstrukční únosnost kotvy

Charakteristická konstrukční únosnost:

$$R_{i,k} = \frac{n \cdot A_t \cdot f_{p0,2}}{\gamma_M}$$

$$R_{ik} = \frac{4 \cdot 0,0001415 \cdot 1532}{1,15} = 754,01\text{ kN}$$

Návrhová konstrukční únosnost:

$$R_{a,d} = \frac{R_{i,k}}{1,35} = 558,52 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy (menší z obou) tedy: $R_{a,d} = 558,52$

Podmínka

$$R_{a,d} \geq F_{d,max}$$

$$558,52 \geq 220,07 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy VYHOVUJE

Údaje pro napínání

Zaručená síla vnášená do kotvy ihned po ukončení procesu napínání, musí splnit podmínku:

$$P_0 \leq 0,6 \cdot P_{tk}$$

Kde P_0 je zaručená síla

Kotva bude předepnuta na 200 kN, což znamená, že $P_0 = 200 \text{ kN}$.

$$P_{tk} = n \cdot A_t \cdot f_{p0,2}$$

$$P_{tk} = 4 \cdot 0,0001415 \cdot 1532 = 867,112 \text{ kN}$$

Kde P_{tk} je konstrukční únosnost kotvy

Podmínka pro P_0 :

$$P_0 \leq 0,6 \cdot P_{tk}$$

$$200 \text{ kN} \leq 0,6 \cdot 867,122 \text{ kN}$$

$$200 \leq 520,26$$

Konstrukční únosnost kotvy VYHOVUJE

Zkušební síla

Pro zkušební sílu kotvy, kterou lze maximálně zatížit kotvu během příslušné zkoušky platí podmínka větší z obou hodnot:

$$P_p \geq 1,25P_0 \text{ a } P_p \geq R_{a,d}$$

$$P_p = 1,25 \cdot P_0 = 1,25 \cdot 200 = 250 \text{ kN}$$

$$P_p = R_{a,d}$$

$$P_p = 558,52 \text{ kN}$$

Zkušební síla $P_p = 558,52 \text{ kN}$

Předtížení kotvy P_a , od které se měří posun hlavy kotvy během příslušné zatěžovací zkoušky kotvy. P_a volíme jako:

$$P_a = 0,1P = 0,1 \cdot 220,07 = 22 \text{ kN}$$

Celkové posouzení kotvy VYHOVUJE

6.5. Vnější stabilita konstrukce

Výpočet je proveden pro kruhovou smykovou plochu pomocí zjednodušené Bishopovy metody s optimalizací (obrázek č.21). Tato metoda je založena na splnění svislé silové podmínky rovnováhy a momentové podmínky. Kruhová smyková plocha je definována pomocí 3 bodů. Procentuální poměr mezi silami je 21 %. Stupeň stability počítáme podle vzorce, stupeň bezpečnosti byl pro danou situaci stanoven na $FS_{req} = 1,25$.

$$FS = \frac{M_p}{M_a} = \frac{3440839}{72347,27} = 4,756$$

$$FS \geq FS_{req}$$

$$4,756 \geq 1,2$$

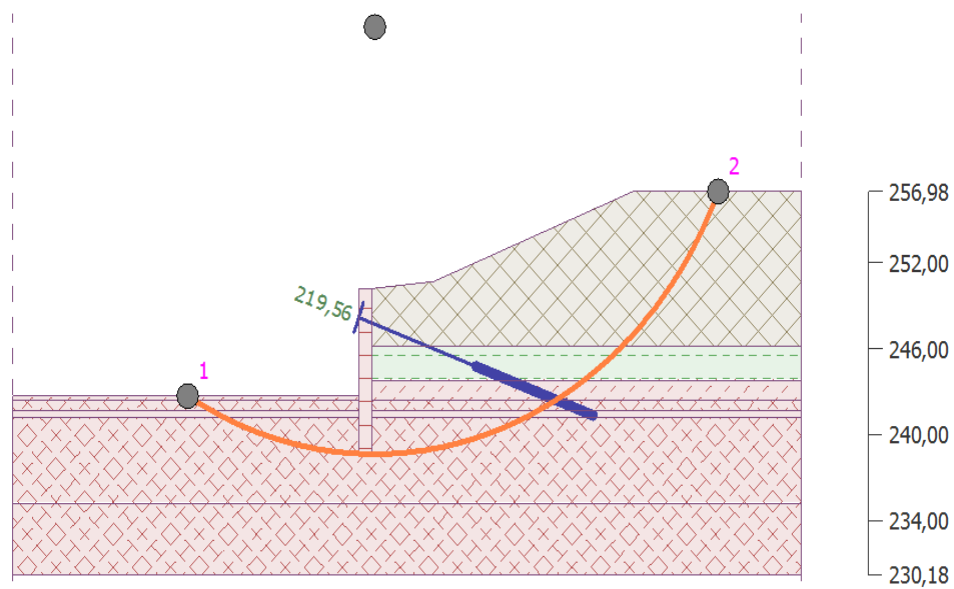
Stabilita svahu VYHOVUJE

kde FS vypočtený stupeň bezpečnosti (stability factor)

FS_{req} požadovaný stupeň bezpečnosti

M_p moment vzdorující

M_a moment sesouvající



Obrázek č. 21 Kruhová smyková plocha

6.6. Zhodnocení výpočtů

Po kontrole a následném vložení zadaných dat do programu GEO5 jsem z výstupů programu posoudil kotvenou pilotovou stěnu na veškeré výše uvedené návrhové přístupy (Kap. 5.4). Výsledné hodnoty výstupu GEO5 jsou uvedeny v předcházející tabulce 7.

Posouzení jsem provedl pro případ s ovlivněním podzemní vodou a pro případ bez přítomnosti podzemní vody.

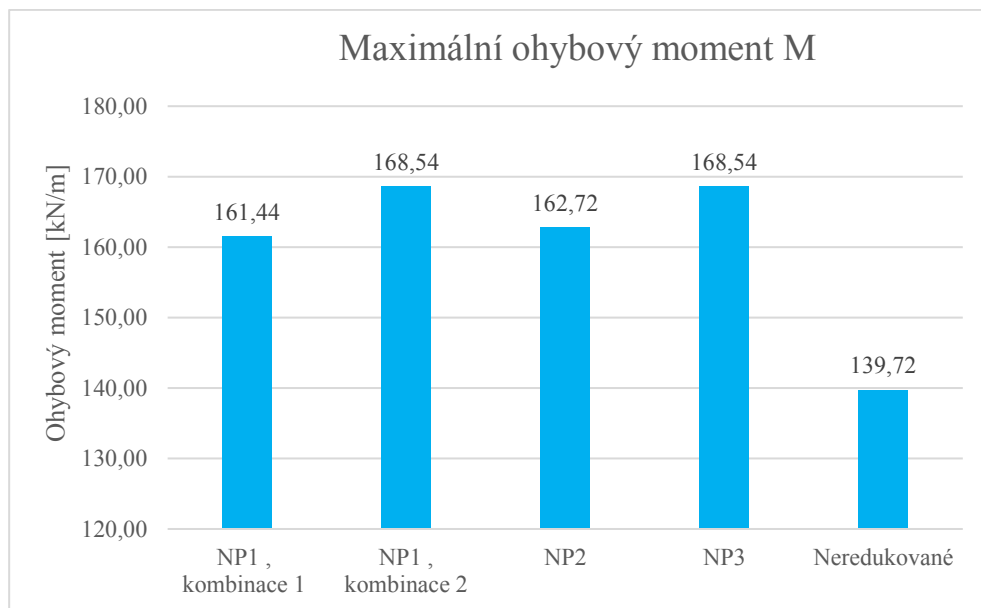
Modul přetvárného prostředí k_h byl pro posuzovanou konstrukci počítán podle Schmitta u všech přístupů stejně. Posuzování na podzemní stěnu proběhlo ve všech fázích budování podzemní stěny, tzn. úrovní – 2,5 m p.t. (hloubka výkopu pro vrtání kotev), následně proběhlo posouzení v úrovni – 2,0 m p.t. (výška instalace kotev) a závěrečné posouzení pro úroveň – 7,5 m p.t. (konečná hloubka výkopu dna stavební jámy).

Ze získaných dat byly zkonstruovány grafy maximálních ohybových momentů a maximálních posouvajících sil. Grafy jsou uvedené v následujícím textu jako grafy č. 1 až č. 4.

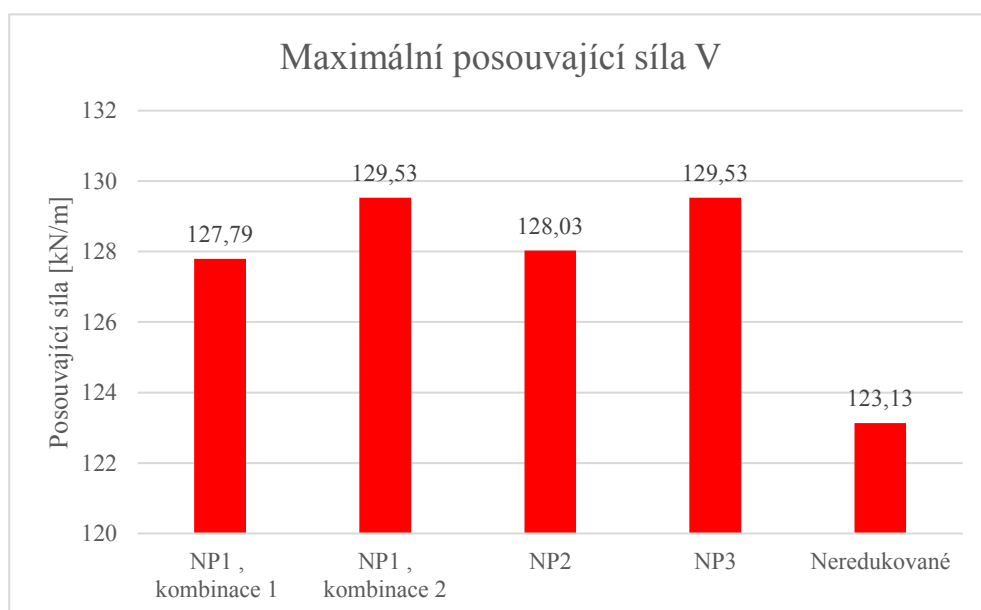
V grafech č.1 a č.2 jsou porovnávány maximální ohybové momenty a maximální posouvající síly pro všechny návrhové přístupy ve všech kombinacích a bez vlivu podzemní vody na posuzovanou konstrukci – kotvenou pilotovou stěnu.

Z grafů jsou patrné rozdílné výsledky (hodnoty) jednotlivých návrhových přístupů v jednotlivých kombinacích.

Maximální ohybové momenty (graf č. 1) a Posouvající síly (graf č. 2) dosahují nejvyšších hodnot u NP1 K2 a NP3, které jsou totožné. Ostatní návrhové přístupy mají maximální hodnoty nižší. Z posouzení pilotové stěny je vhodné vycházet z výsledků z NP1 K2 a NP3.



Graf č. 1 Porovnání návrhových přístupů podle maximální ohybových momentů



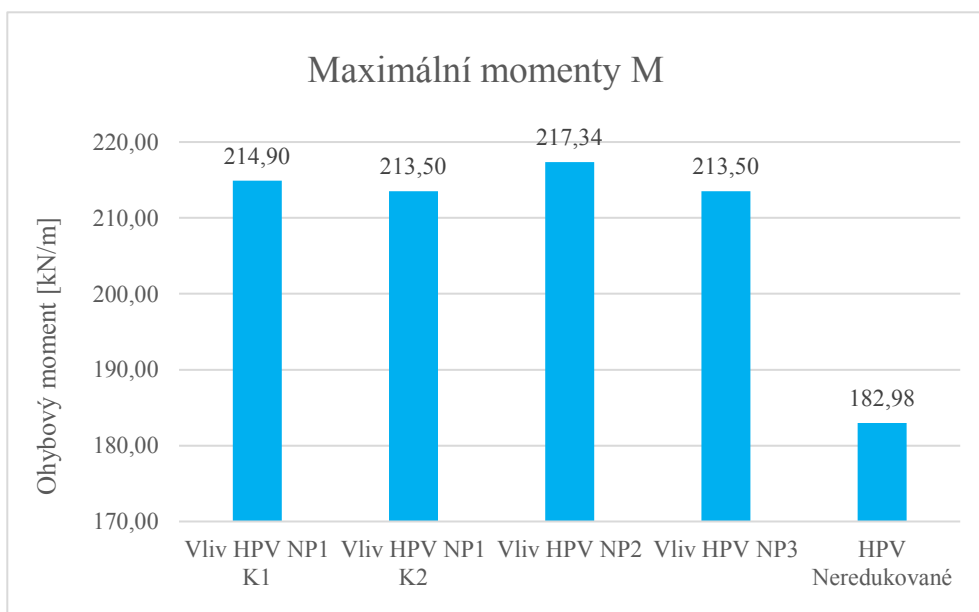
Graf č. 2 Porovnání návrhových přístupů podle maximální posouvajících sil

V grafu č. 1 a č. 2 je také uvedená varianta neredukovaného posudku, což znamená, že dílčí součinitelé, kteří vstupují do výpočtu posouzení konstrukce, nejsou ve výpočtu zohledněni. Tato varianta je zde uvedená pro ilustraci a úplnost posouzení. Výsledné maximální momenty v neredukované variantě posudku jsou o 26 kNm^{-1} menší vzhledem

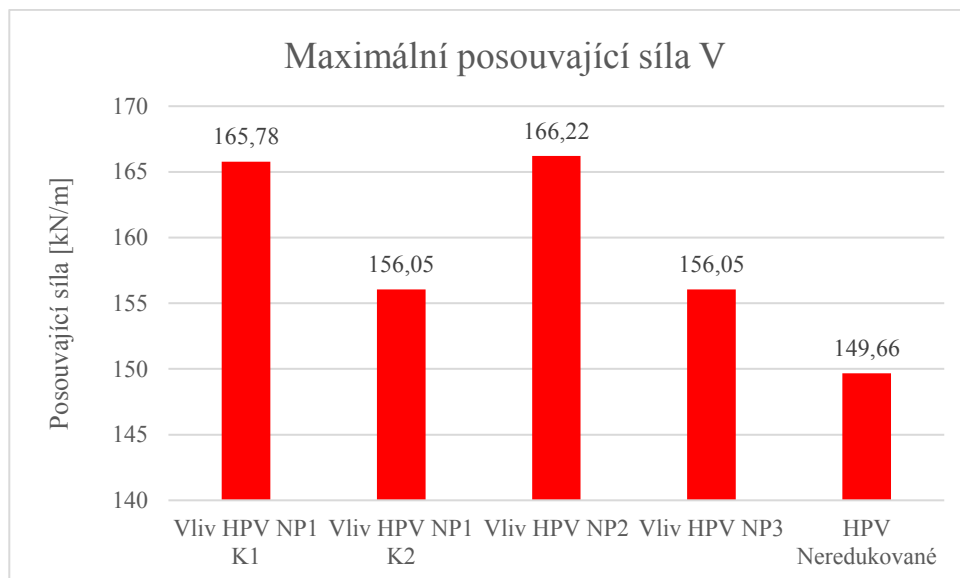
k průměrné hodnotě maximálních momentů a posouvací síly jsou o 5 kNm^{-1} menší vzhledem k průměrné hodnotě maximálních posouvajících sil než v ostatních variantách a tímto je tato varianta pro posouzení kotvené pilotové stěny zcela nevhodná.

Při dalších výpočtech byly provedeny výpočty posudků s doplněním dat o hloubce hladiny podzemní vody, působící negativně na stabilitu celé kotvené pilotové stěny. Maximální momenty (graf č.3) a posouvající síly (graf č. 4) tak výpočtem vycházejí vyšší hodnoty, než u posudků počítaných s variantou bez vlivu podzemní vody na stavbu.

Jako i v předchozích posouzeních (varianty posudků bez ovlivnění stavby podzemní vodou), je i v těchto výpočtech počítán a grafy č3 a č4 znázorněn neredukovaný přístup. Rozdíl mezi návrhovými přístupy a neredukovaným přístupem je zde ještě větší než u varianty bez vody.



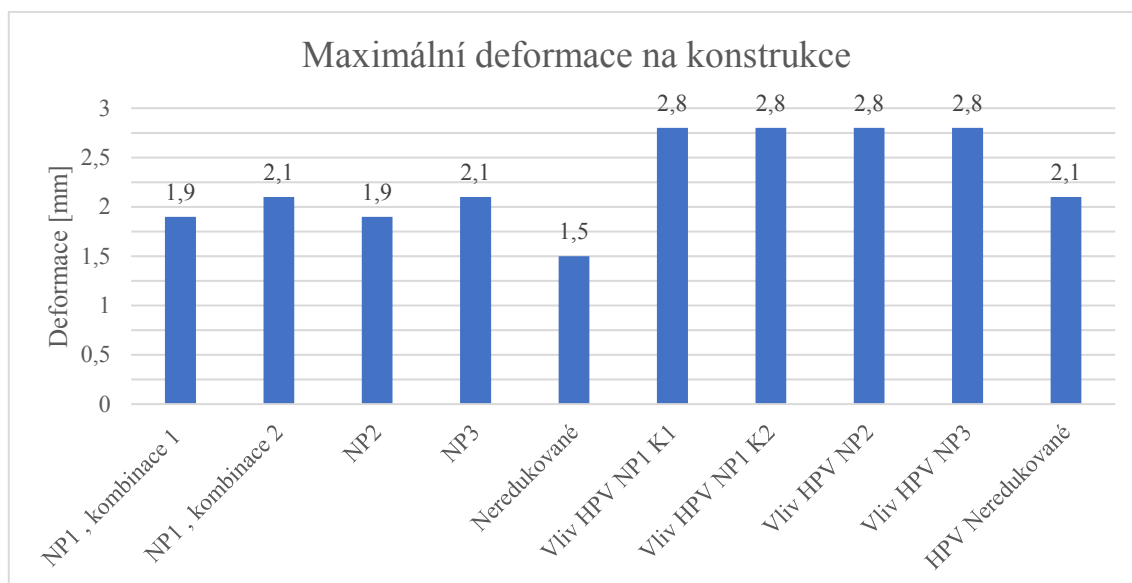
Graf č. 3 Porovnání návrhových přístupů podle maximální posouvajících sil



Graf č. 4 Porovnání návrhových přístupů podle maximální posouvajících sil

Maximální ohybové momenty (graf č. 3) a Posouvající síly (graf č. 4) dosahují nejvyšších hodnot u druhého návrhového přístupu (NP2). Ve srovnání s posouzením pilotové kotvené stěny bez vlivů podzemní vody, u které jsou nejvyšší hodnoty u přístupů NP1 K2 a NP3, jsou u posudku s podzemní vodou nejvyšší hodnoty u přístup NP2, kde dílčí součinitelé redukují pasivní zemní odpor a zvyšují aktivní zemní tlak a tlak vody na pilotovou stěnu. Zbylé návrhové přístupy mají nižší maximální hodnoty.

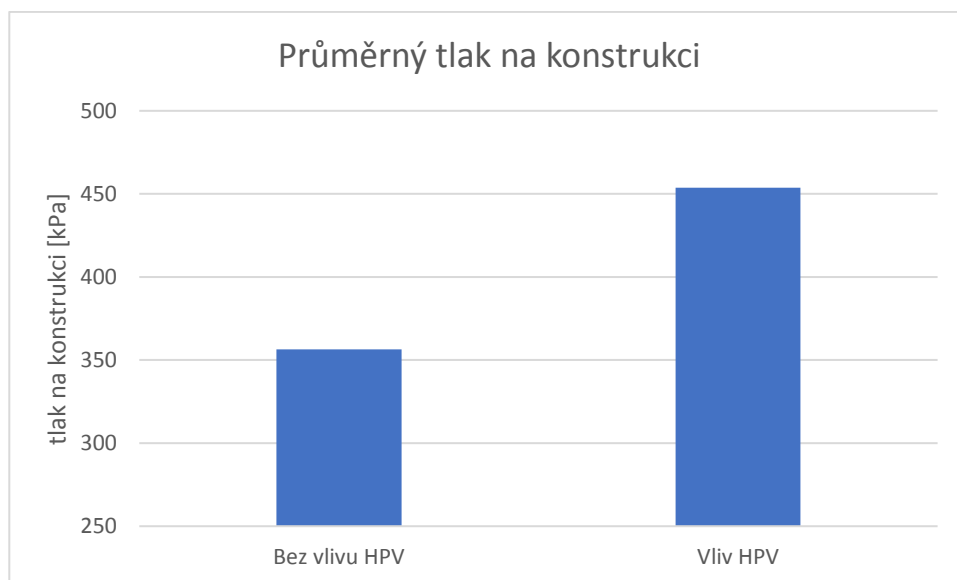
Deformace (graf č. 5) všech návrhových přístupů jsou přijatelné, místo největší deformace bylo u všech přístupů v koruně kotvené pilotové stěny. a jejich velikost odpovídá daným návrhovým přístupům.



Graf č. 5 Porovnání návrhových přístupů podle maximální deformace konstrukce

Kotevní prvky konstrukce byly instalovány a napínány v druhé fázi budování. Jelikož kořenová část kotvy je upnuta do nepropustného podloží, podzemní voda nemá přímý vliv na posuzovanou kotvu. Podzemní voda v zeminové prostředí zvyšuje tlak na konstrukci (graf č. 6) a tím zvyšuje sílu v kotvě. Kotvy jsou využívány v průměru na 21 %. Kotva byla posouzena na vytržení kořene a unosnost kotvy; obě podmínky jsou splněny.

Výpočet pilotové stěny je zahrnut jako součást posouzení v programu GEO5. Výpočty jsou uvažovány ve všech fázích budování. Celkové posouzení průřezu pilotové stěny vyhovělo. Celá pilotová kotvená stěna je posuzovaná z hlediska stability svahu. Stabilitní faktor (FS) svahu je vyšší než požadovaný stupeň bezpečnosti (FS_{req}), tím splňuje podmínku stability dané vztahem $FS \geq FS_{req}$. Pro celý výpočet byla použita Bishopova metoda, s kruhovou smykovou plochou. Celá kotvená pilotová stěna je stabilní.



Graf č. 6 Porovnání vlivu podzemní vody na tlak na konstrukci

Výsledné zhodnocení

Podle eurokódu EC 7 mají různé typy geotechnických konstrukcí doporučeno, podle kterého návrhového přístupu se mají navrhovat a posuzovat. [3] Z vypočteného posouzení pilotové kotvené stěny s vlivem podzemní vody je zřejmé, jak přidané zatížení v podobě podzemní vody, může změnit vhodný návrhový přístup řešené konstrukce.

Pro pažené kotvené geotechnické konstrukce (v případě této práce) pilotové kotvené stěny, je dle EC 7 doporučován druhý návrhový přístup (NP2). Po provedení výpočtu všech návrhových přístupů v příslušných kombinacích a vyhodnocení výsledků vyplynulo, že normou doporučený návrhový přístup NP2 není zcela vhodný pro výstavbu pilotové kotvené stěny bez vlivu podzemní vody na stavbu.

Naopak v případě posouzení této stěny, která je ovlivněna zastižením hladiny podzemní vody, je návrhový přístup NP ve shodě s doporučovaným návrhovým přístupem dle EC 7.

Z porovnání vypočtených hodnot posudků pilotové kotvené stěny vyplývá, že volba vhodného návrhového přístupu může být značně ovlivněna nedostatečným zadáním

vstupních dat (např. chybějící údaj o hladině podzemní vody, chybné zatřídění zemin, přetížení koruny pažící konstrukce, aj.).

Z toho lze vyslovit závěr, že je vhodné pro geotechnické konstrukce provést posouzení na všechny návrhové přístupy a provést výpočet ve všech návrhových přístupech a všech možných kombinacích.

7. Závěr

Hlavní náplní této bakalářské práce byl návrh a posudek kotvené pažící konstrukce. Navrhovaná kotvená stěna, konkrétně pilotová kotvená stěna, byla posouzena v programu GEO 5 v modulu Pažení posudek, který používá pro výpočet metodu závislých tlaků. V tomto programu bylo namodelováno prostředí, které odpovídá zadanému příkladu. Dále byly v programu vytvořeny varianty příkladu pro vliv podzemní vody a bez vlivu podzemní vody. Obě varianty byly počítány podle všech návrhových přístupů daných kombinací.

Výsledkem výstupu programu GEO 5 pro obě varianty bez a s ovlivněním podzemní vodou, byly maximální hodnoty pro ohybové momenty, posouvající síly, deformace konstrukce, síly v kotvách, využití kotev a síly působící na konstrukci. Následným zpracováním a porovnáním těchto veličin jsem dospěl k několika závěrům.

Ve variantě příkladu bez vlivu podzemní vody na pažící konstrukci vyšel z porovnání výsledků všech návrhových přístupů nejvhodněji návrhový přístup NP1 K2 a NP3, jejichž hodnoty získané výpočtem v programu GEO 5 byly totožné. Norma EC 7 však pro tento typ geotechnických konstrukcí, v tomto případě kotvené pilotové stěny, doporučuje návrhový přístup NP2.

Ve variantě výpočtů s ovlivněním pažící konstrukce podzemní vodou se normou EC 7 doporučený návrhový přístup NP2 a výsledný návrhový přístup získaný výpočtem v programu GEO 5 se rovnají.

Hlavním přínosem této práce je poukázat na to, že doporučované návrhové přístupy dle EC 7 nemusí být nejvhodnější variantou pro konkrétní typ geotechnické konstrukce v konkrétních podmínkách. Proto je vhodné provádět posouzení pažící konstrukce pro všechny návrhové přístupy a tím mít možnost vybrat ten nejvhodnější přístup k danému řešení.

S každou další změnou základových podmínek a základních parametrů konstrukce jako je např. výskyt podzemní vody, případně změna geologických poměrů, materiálových vlastností nebo vlivu zatížení, se výsledný návrhový přístup může výrazně lišit od doporučeného přístupu, což v případě vlastní realizace geotechnické stavby může vést ke snížení finančních a materiálových nákladů.

8. Seznam použité literatury

Seznam literatury

- [1] BAŽANT, Zdeněk P. *Zakládání staveb*. 3., přeprac. vyd. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1981.
- [2] DAS, Braja M. *Earth anchors*: Braja M. Das. New York, NY, U.S.A.: Distributed by Elsevier Science Pub. Co., 1990. ISBN isbn0-444-88281-2.
- [3] KOS, Jan. *EUROKÓD 7 ZKUŠENOSTI Z UPLATNĚNÍM V GEOTECHNICE: Pažící konstrukce dle Eurokódu 7*, Česká geotechnická společnost ČSSI, 2013.
- [4] MASOPUST, Jan. *EC 7-1, Obecná část, plošné základy*. Seminář ČKAIT Praha, 2010.
- [5] MASOPUST, Jan a Věra GLISNÍKOVÁ. *Zakládání staveb: modul M01 : zakládání staveb*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007. Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. ISBN isbn978-80-7204-538-9.
- [6] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažících konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [7] MASOPUST, Jan. *Rizika prací speciálního zakládání staveb*. Praha: Pro Asociaci dodavatelů speciálního zakládání staveb a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2011. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-10-7.
- [8] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 2*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2016. ISBN isbn:978-80-01-05938-8.
- [9] STRAKA, Jan, Miloš BUCEK a Jiří BARTÁK. *Kotvené pažení hlubokých stavebních jam*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1974.
- [10] VANÍČEK, Ivan. *Mechanika zemin*. Praha: České vysoké učení technické, 1983dotisk.

Internetové zdroje

- [11] BÁČKOVÁ, Marie. Postavení Eurokódů v českém a evropském právu a v technické normalizaci [online]. [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <http://www.ckait.cz/content/postaveni-eurokodu-v-ceskem-evropskem-pravu-v-technicke-normalizaci/>
- [12] FINE. Manuál softwaru GEO5. [online 25.04.2016]. © 2007-2015. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pouzivani-napovedy-01/>
- [13] Ground anchor. *Railsystem.net* [online]. 2015 [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <http://www.railsystem.net/ground-anchor/>
- [14] Pažení nepropustná: Štětové stěny. Katedra technologie staveb ČVUT v Praze, Fakulta stavební [online]. [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <http://technologie.fsv.cvut.cz/aitom/podklady/online-zakladani/textjama321.html>
- [15] Pažící konstrukce. *DOCplayer* [online]. [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <http://docplayer.cz/47115152-Pazici-konstrukce-shee2ng.html>
- [16] Podzemní stěny. Zakládání staveb a.s. [online]. [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz/cz/podzemni-steny>
- [17] Záporová stěna. *KELLER* [online]. [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <https://www.kellergrundbau.cz/technologie/zaporova-stena/>

9. Seznam obrázků

Obrázek č. 1	Záporové pažení [17]	12
Obrázek č. 2	Aktivační prvky a technologický postup [15]	13
Obrázek č. 3	Milánská stěna - pohled ze stavební jámy.....	14
Obrázek č. 4	Schéma technologického postupu výstavby milánských stěn. [16]	15
Obrázek č. 5	základní typy pilotových stěn [8]	17
Obrázek č. 6	Zobrazení prvků mikrozáporové stěny [8]	18
Obrázek č. 7	Zeminová kotva [6]	20
Obrázek č. 8	Hlavní části kotvy [13]	21
Obrázek č. 9	Řez pramencovou kotvou [6]	21
Obrázek č. 10	Konstrukce hlavy kotvy [6]	22
Obrázek č. 11	Statické typy pažicích konstrukcí [6]	34
Obrázek č. 12	Jednoduše kotvená stěna vetknutá v patě [6]	35
Obrázek č. 13	Závislost velikosti zemního tlaku na deformaci [7]	38
Obrázek č. 14	Návrh geometrie příkladu pilotové kotvené stěny a geologický profil ..	39
Obrázek č. 15	1. fáze budování.....	41
Obrázek č. 16	2. fáze budování.....	42
Obrázek č. 17	3. fáze budování.....	42
Obrázek č. 18	Průběh ohybových momentů	44
Obrázek č. 19	Průběh posouvajících sil	45
Obrázek č. 20	Geometrie konstrukce a deformace projevené na konstrukci.....	45
Obrázek č. 21	Kruhová smyková plocha	50

10. Seznam tabulek

Tabulka č. 1	Obtížnost beranění štetové stěny [14]	19
Tabulka č. 2	Dílčí součinitelé zatížení nebo účinků zatížení [6]	33
Tabulka č. 3	Dílčí součinitelé parametrů základové půdy [6]	33
Tabulka č. 4	Dílčí součinitele únosnosti a usmýknutí [4]	33
Tabulka č. 5	Základní parametry zeminy	40
Tabulka č. 6	Tabulka výsledných hodnot.....	43
Tabulka č. 7	Vstupní parametry kotvy	47

11. Seznam grafů

Graf č. 1 Porovnání návrhových přístupů podle maximální ohybových momentů	52
Graf č. 2 Porovnání návrhových přístupů podle maximální posouvajících sil	52
Graf č. 3 Porovnání návrhových přístupů podle maximální posouvajících sil	53
Graf č. 4 Porovnání návrhových přístupů podle maximální posouvajících sil	54
Graf č. 5 Porovnání návrhových přístupů podle maximální deformace konstrukce.....	55
Graf č. 6 Porovnání vlivu podzemní vody na tlak na konstrukci.....	56

PŘÍLOHA ČÍSLO 1

Grafické výstupy programu GEO 5

Posouzení pažící konstrukce**Vstupní data****Projekt**

Akce : Posudek pažící konstrukce
 Část : Řez A-A'
 Vypracoval : Kryštof Kempa
 Datum : 20.4.2018

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$
 Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
 Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1,30$
 Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$
 Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Metoda výpočtu : závislé tlaky
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Modul reakce podloží : standardní
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_W =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35 [-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 11,50 m

Název průřezu : Pilotová stěna d = 1,00 m; a = 0,80 m



Pouze pro nekomerční využití



Materiál piloty : beton

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00






Plocha průřezu $A = 7,85E-01 \text{ m}^2/\text{m}$ Moment setrvačnosti $I = 4,91E-02 \text{ m}^4/\text{m}$ Modul pružnosti $E = 30000,00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 12500,00 \text{ MPa}$ **Materiál konstrukce**

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).



Beton : C 20/25Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 12500,00 \text{ MPa}$ **Ocel podélná : B500 (uživatelský)**Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$ **Ocel příčná: B500 (uživatelský)**Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$ **Modul reakce podloží**

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Q0- Antropogenní navážka		33,00	4,00	19,00	11,00	11,00
2	E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy		29,00	11,00	20,10	12,00	9,67
3	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.		35,00	30,00	20,14	10,14	9,67
4	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,		38,00	50,00	24,00	14,00	12,67
5	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.		45,00	200,00	23,95	14,00	15,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Q0- Antropogenní navážka		nesoudržná	33,00	-	-	-
2	E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy		soudržná	-	0,35	-	-
3	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.		soudržná	-	0,40	-	-
4	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,		soudržná	-	0,25	-	-






Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
5	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.		soudržná	-	0,20	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Q0- Antropogenní navážka		0,30	-	80,00
2	E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy		0,35	-	6,51
3	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.		0,40	-	15,00
4	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,		0,25	-	170,00
5	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.		0,20	-	700,00

Parametry zemín**Q0- Antropogenní navážka**

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 80,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy

Objemová tíha : $\gamma = 20,10 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 11,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 9,67^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 6,51 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.

Objemová tíha : $\gamma = 20,14 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 9,67^\circ$
 Zemina : soudržná



Pouze pro nekomerční využití



Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 15,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,14 \text{ kN/m}^3$



C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 38,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 50,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 12,67^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 170,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.

Objemová tíha : $\gamma = 23,95 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 45,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 200,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 15,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 700,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,00	Q0- Antropogenní navážka	
2	2,40	E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy	
3	1,40	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,	
4	0,70	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.	
5	0,50	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.	
6	6,00	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.	
7	-	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,50 m.



Pouze pro nekomerční využití



Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	5,00	-0,52
3	21,00	-6,80
4	22,00	-6,80

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3,50 m

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.11
0.05	0.00	0.00	0.00	0.20	0.47	19.11
0.75	0.00	0.00	0.00	2.84	6.55	79.83
1.00	0.00	0.00	0.00	3.80	8.78	102.06
1.44	0.00	0.00	0.00	5.48	12.66	140.85
2.50	0.00	0.00	0.00	12.85	21.94	233.56
2.50	0.00	-0.00	-12.77	12.85	21.95	233.57
3.26	0.00	-6.57	-65.14	18.42	28.61	300.17
3.26	0.00	-6.61	-65.43	18.45	28.65	300.82
3.50	-1.62	-8.65	-81.70	20.18	30.72	337.33
4.00	-5.05	-12.98	-116.18	29.05	38.26	385.67
4.00	0.00	-15.35	-110.86	23.18	44.36	293.83
4.42	0.00	-19.85	-134.34	31.09	51.26	324.46
6.40	-17.04	-41.32	-246.17	68.75	84.10	470.38
6.40	0.00	-25.58	-581.89	39.15	62.86	1100.95
7.80	0.00	-36.78	-753.95	58.05	83.44	1325.64
7.80	0.00	-27.59	-1907.51	58.05	73.29	3122.72
8.50	0.00	-31.78	-2050.11	67.50	82.75	3211.08
8.50	-4.42	-84.74	-575.85	74.04	137.85	1037.66
9.00	-7.82	-91.45	-613.74	82.60	146.27	1083.48
9.00	0.00	-34.29	-2135.76	74.25	89.03	3257.78
11.50	0.00	-49.26	-2645.04	108.00	122.83	3573.33



Pouze pro nekomerční využití



Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-1.07	0.00	-0.00	0.00
0.29	0.00	0.00	-1.03	1.09	-0.16	0.02
0.57	0.00	0.00	-0.99	2.19	-0.63	0.12
0.86	0.00	0.00	-0.95	3.28	-1.41	0.41
1.15	0.00	0.00	-0.92	4.37	-2.51	0.96
1.44	0.00	0.00	-0.88	5.46	-3.93	1.88
1.73	0.00	0.00	-0.84	7.45	-5.78	3.26
2.01	0.00	0.00	-0.80	9.45	-8.21	5.26
2.30	0.00	0.00	-0.77	11.46	-11.22	8.04
2.49	0.00	0.00	-0.74	12.80	-13.55	10.41
2.51	0.00	0.00	-0.74	-0.40	-13.65	10.63
2.59	0.00	0.00	-0.73	-5.30	-13.42	11.71
2.88	0.00	0.00	-0.70	-23.01	-9.35	15.11
3.16	0.00	0.00	-0.66	-40.73	-0.19	16.60
3.45	94.57	0.00	-0.63	-47.67	12.75	14.24
3.74	94.57	0.00	-0.59	-42.43	25.70	8.67
4.03	4.22	4.22	-0.56	24.43	28.09	0.77
4.31	4.22	4.22	-0.53	26.36	20.79	-6.28
4.60	4.22	4.22	-0.49	28.28	12.93	-11.14
4.89	4.22	4.22	-0.46	30.22	4.52	-13.67
5.17	4.22	4.22	-0.43	32.16	-4.44	-13.70
5.46	4.22	4.22	-0.39	34.10	-13.97	-11.08
5.75	4.22	4.22	-0.36	36.05	-24.05	-5.63
6.04	4.22	4.22	-0.32	38.01	-34.70	2.80
6.33	4.22	4.22	-0.28	39.96	-45.90	14.36
6.61	221.66	0.00	-0.25	-40.48	-45.30	27.73
6.90	221.66	0.00	-0.22	-31.49	-34.96	39.20
7.19	221.66	0.00	-0.18	-22.98	-27.15	48.06
7.47	221.66	0.00	-0.16	-15.07	-21.69	55.02
7.76	221.66	0.00	-0.13	-7.84	-18.42	60.74
8.05	1320.27	0.00	-0.11	-110.68	0.30	63.11
8.34	1320.27	0.00	-0.09	-84.04	28.18	58.82
8.63	18.86	18.86	-0.07	50.72	31.51	49.97
8.91	18.86	18.86	-0.06	52.17	16.72	43.03
9.20	1320.27	0.00	-0.05	-27.41	14.04	38.69
9.49	1320.27	0.00	-0.04	-14.97	20.07	33.70
9.78	1320.27	0.00	-0.04	-5.05	22.89	27.45
10.06	1320.27	0.00	-0.03	2.81	23.17	20.76
10.35	1320.27	0.00	-0.03	9.11	21.42	14.30
10.64	1320.27	0.00	-0.03	14.32	18.03	8.59
10.93	1320.27	0.00	-0.03	18.86	13.25	4.05
11.21	1320.27	0.00	-0.03	23.07	7.22	1.07
11.50	1320.27	0.00	-0.02	27.15	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 45,90 kN/m

Maximální moment = 63,11 kNm/m



Pouze pro nekomerční využití



Maximální deformace = 1,1 mm

Vstupní data (Fáze budování 2)**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,00	Q0- Antropogenní navážka	
2	2,40	E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy	
3	1,40	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,	
4	0,70	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.	
5	0,50	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.	
6	6,00	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.	
7	-	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,50 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	5,00	-0,52
3	21,00	-6,80
4	22,00	-6,80

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3,50 m

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	2,00	Kotva č. : 1 (uživatelská)		200,00

Seznam nových kotev**Kotva č. : 1 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 2,00 m

Volná délka : l = 10,00 m

Délka kořene : l_k = 10,00 m

Sklon : α = 20,00 °



Pouze pro nekomerční využití



Vzd. mezi : $b = 3,00 \text{ m}$
 Průměr pramence : $d_1 = 15,50 \text{ mm}$
 Počet pramenců : $n = 4$
 Modul pružnosti : $E = 210000,00 \text{ MPa}$
 Předpínací síla : $F = 200,00 \text{ kN}$
 Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1860,00 \text{ MPa}$
 Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření
 Průměr kořene : $d = 200,0 \text{ mm}$
 Plášťové tření : $f = 300,00 \text{ kPa}$
 Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
 Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)
 Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
 Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.11
0.05	0.00	0.00	0.00	0.20	0.47	19.11
0.75	0.00	0.00	0.00	2.84	6.55	79.83
1.00	0.00	0.00	0.00	3.80	8.78	102.06
1.44	0.00	0.00	0.00	5.48	12.66	140.85
2.50	0.00	0.00	0.00	12.85	21.94	233.56
2.50	0.00	-0.00	-12.77	12.85	21.95	233.57
3.26	0.00	-6.57	-65.14	18.42	28.61	300.17
3.26	0.00	-6.61	-65.43	18.45	28.65	300.82
3.50	-1.62	-8.65	-81.70	20.18	30.72	337.33
4.00	-5.05	-12.98	-116.18	29.05	38.26	385.67
4.00	0.00	-15.35	-110.86	23.18	44.36	293.83
4.42	0.00	-19.85	-134.34	31.09	51.26	324.46
6.40	-17.04	-41.32	-246.17	68.75	84.10	470.38
6.40	0.00	-25.58	-581.89	39.15	62.86	1100.95
7.80	0.00	-36.78	-753.95	58.05	83.44	1325.64
7.80	0.00	-27.59	-1907.51	58.05	73.29	3122.72
8.50	0.00	-31.78	-2050.11	67.50	82.75	3211.08
8.50	-4.42	-84.74	-575.85	74.04	137.85	1037.66
9.00	-7.82	-91.45	-613.74	82.60	146.27	1083.48
9.00	0.00	-34.29	-2135.76	74.25	89.03	3257.78
11.50	0.00	-49.26	-2645.04	108.00	122.83	3573.33

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-0.90	19.11	-0.00	-0.00
0.29	0.00	94.57	-0.86	17.07	-4.96	-0.12
0.57	0.00	94.57	-0.83	17.98	-10.00	2.03
0.86	0.00	94.57	-0.79	18.87	-15.30	5.67



Pouze pro nekomerční využití



Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.15	0.00	94.57	-0.75	19.73	-20.84	10.87
1.44	0.00	94.57	-0.72	20.53	-26.63	17.70
1.73	0.00	94.57	-0.69	22.14	-32.77	26.23
2.00	0.00	94.57	-0.66	23.57	-39.06	36.10
2.01	0.00	94.57	-0.65	23.64	23.29	35.81
2.30	0.00	94.57	-0.62	24.99	16.30	30.11
2.49	0.00	94.57	-0.61	25.82	11.42	27.45
2.51	0.00	94.57	-0.60	12.58	11.11	27.27
2.59	0.00	94.57	-0.60	7.45	10.32	26.43
2.88	0.00	94.57	-0.57	-11.12	10.84	23.58
3.16	94.57	94.57	-0.54	-28.52	16.71	19.27
3.45	94.57	94.57	-0.52	-27.52	24.76	13.32
3.74	94.57	94.57	-0.50	-24.12	32.18	5.11
4.03	4.22	4.22	-0.47	25.17	31.73	-3.67
4.31	4.22	4.22	-0.45	27.01	24.23	-11.73
4.60	4.22	4.22	-0.43	28.87	16.19	-17.56
4.89	4.22	4.22	-0.40	30.73	7.63	-21.00
5.17	4.22	4.22	-0.37	32.60	-1.48	-21.90
5.46	4.22	4.22	-0.35	34.48	-11.12	-20.11
5.75	4.22	4.22	-0.32	36.37	-21.30	-15.47
6.04	4.22	4.22	-0.29	38.26	-32.03	-7.82
6.33	4.22	4.22	-0.26	40.16	-43.30	2.99
6.61	221.66	221.66	-0.23	-32.10	-43.54	15.14
6.90	221.66	221.66	-0.20	-25.23	-35.31	26.45
7.19	221.66	221.66	-0.17	-18.53	-29.04	35.67
7.47	221.66	221.66	-0.15	-12.13	-24.66	43.36
7.76	221.66	221.66	-0.13	-6.13	-22.06	50.05
8.05	1320.27	1320.27	-0.11	-106.22	-2.88	52.13
8.34	1320.27	1320.27	-0.09	-83.85	24.26	48.97
8.63	18.86	18.86	-0.08	50.68	26.30	42.61
8.91	18.86	18.86	-0.06	52.11	11.52	37.16
9.20	1320.27	0.00	-0.05	-30.18	9.22	34.26
9.49	1320.27	0.00	-0.05	-17.91	16.07	30.54
9.78	1320.27	0.00	-0.04	-7.91	19.73	25.31
10.06	1320.27	0.00	-0.04	0.20	20.80	19.42
10.35	1320.27	0.00	-0.03	6.84	19.76	13.54
10.64	1320.27	0.00	-0.03	12.44	16.97	8.21
10.93	1320.27	0.00	-0.03	17.41	12.67	3.91
11.21	1320.27	0.00	-0.03	22.05	6.99	1.04
11.50	1320.27	0.00	-0.02	26.57	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 43,54 kN/m

Maximální moment = 52,13 kNm/m

Maximální deformace = 0,9 mm



Pouze pro nekomerční využití



Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-0,7	200,00

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

 $E_A = 21,01 \text{ kN/m}$ $\delta = 8,84^\circ$
Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 0,72 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	367,48	29,62	1571,46	58,51	-15,50		1982,19	1322,09	3966,27

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev








Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	200,00	3605,70	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 3605,70 \text{ kN} > 200,00 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,00	Q0- Antropogenní navážka	
2	2,40	E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy	
3	1,40	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,	
4	0,70	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.	
5	0,50	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.	
6	6,00	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.	
7	-	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,50 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	5,00	-0,52



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
3	21,00	-6,80
4	22,00	-6,80

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3,50 m

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	2,00	Kotva č. : 1 (uživatelská)		227,43

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.11
0.05	0.00	0.00	0.00	0.20	0.47	19.11
0.75	0.00	0.00	0.00	2.84	6.55	79.83
1.00	0.00	0.00	0.00	3.80	8.78	102.06
1.44	0.00	0.00	0.00	5.48	12.66	140.85
3.26	0.00	0.00	0.00	18.47	28.61	300.17
3.50	0.00	0.00	0.00	20.18	30.72	337.33
4.00	0.00	0.00	0.00	29.05	38.26	385.67
4.00	0.00	0.00	0.00	23.18	44.36	293.83
6.40	0.00	0.00	0.00	68.75	84.10	470.38
6.40	0.00	0.00	0.00	39.15	62.86	1100.95
7.50	0.00	0.00	0.00	54.00	79.03	1277.49
7.50	0.00	-0.00	-188.92	54.00	79.03	1277.51
7.80	0.00	-2.40	-225.78	58.05	83.44	1325.64
7.80	0.00	-1.80	-1030.24	58.05	73.29	3122.72
8.50	0.00	-5.99	-1172.83	67.50	82.75	3211.08
8.50	0.00	-15.98	-187.82	74.04	137.85	1037.66
9.00	0.00	-22.69	-225.70	82.60	146.27	1083.48
9.00	0.00	-8.51	-1258.49	74.25	89.03	3257.78
11.50	0.00	-23.48	-1767.76	108.00	122.83	3573.33

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-2.83	0.00	0.00	-0.00
0.29	0.00	0.00	-2.77	1.09	-0.16	0.02
0.57	0.00	0.00	-2.70	2.19	-0.63	0.12



Pouze pro nekomerční využití



Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.86	0.00	0.00	-2.64	3.28	-1.41	0.41
1.15	0.00	0.00	-2.58	4.37	-2.51	0.96
1.44	0.00	0.00	-2.51	5.46	-3.93	1.88
1.73	0.00	0.00	-2.45	7.50	-5.79	3.26
2.00	0.00	0.00	-2.39	9.46	-8.12	5.16
2.01	0.00	0.00	-2.38	9.55	63.00	4.38
2.30	0.00	0.00	-2.32	11.61	59.96	-13.31
2.59	0.00	0.00	-2.26	13.66	56.32	-30.04
2.88	0.00	0.00	-2.19	15.72	52.10	-45.64
3.16	0.00	0.00	-2.12	17.77	47.29	-59.94
3.45	0.00	0.00	-2.05	19.82	41.88	-72.77
3.74	0.00	0.00	-1.97	24.40	35.52	-83.93
4.03	0.00	4.22	-1.89	38.97	26.44	-93.07
4.31	0.00	4.22	-1.81	43.98	14.52	-99.01
4.60	0.00	4.22	-1.71	47.07	1.43	-101.33
4.89	0.00	4.22	-1.62	52.24	-12.85	-99.75
5.17	0.00	4.22	-1.51	57.43	-28.61	-93.84
5.46	0.00	4.22	-1.41	62.65	-45.87	-83.18
5.75	0.00	4.22	-1.29	67.89	-64.64	-67.35
6.04	0.00	4.22	-1.18	73.14	-84.91	-45.90
6.33	0.00	4.22	-1.06	78.40	-106.69	-18.41
6.61	0.00	0.00	-0.94	42.02	-124.04	15.17
6.90	0.00	0.00	-0.82	45.90	-136.68	52.63
7.19	0.00	0.00	-0.70	49.78	-150.43	93.87
7.47	0.00	0.00	-0.59	53.66	-165.30	139.23
7.51	221.66	0.00	-0.58	-74.70	-166.04	144.71
7.76	221.66	0.00	-0.49	-53.22	-149.80	184.78
8.05	1320.27	0.00	-0.40	-466.93	-67.93	215.56
8.34	1320.27	0.00	-0.32	-358.42	50.32	217.34
8.63	18.86	18.86	-0.25	112.91	79.11	197.77
8.91	18.86	18.86	-0.19	116.05	46.19	179.73
9.20	1320.27	0.00	-0.14	-123.29	51.42	166.06
9.49	1320.27	0.00	-0.11	-71.23	79.10	146.93
9.78	1320.27	0.00	-0.08	-30.06	93.42	121.84
10.06	1320.27	0.00	-0.05	2.06	97.25	94.20
10.35	1320.27	0.00	-0.04	27.17	92.91	66.69
10.64	1320.27	0.00	-0.02	47.28	82.11	41.38
10.93	1320.27	1320.27	-0.01	85.31	64.03	19.82
11.21	1320.27	1320.27	-0.00	111.49	35.70	5.30
11.50	1320.27	1320.27	0.01	136.76	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 166,22 kN/m
 Maximální moment = 217,34 kNm/m
 Maximální deformace = 2,8 mm



Pouze pro nekomerční využití



Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-2,4	227,43

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

 $E_A = 112,48 \text{ kN/m}$ $\delta = 6,38^\circ$
Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 0,48 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	367,48	29,62	1993,41	1154,76	3,45		1711,24	2080,18	6240,54

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	227,43	5673,22	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 5673,22 \text{ kN} > 227,43 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

Výpočet stability svahu

Vstupní data

Projekt

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

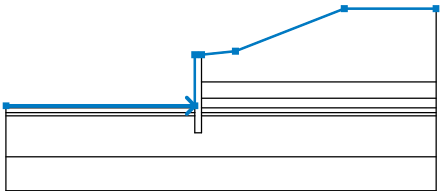
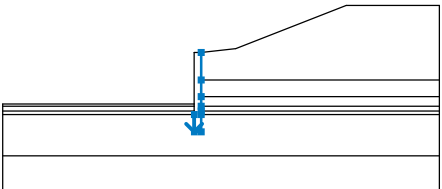
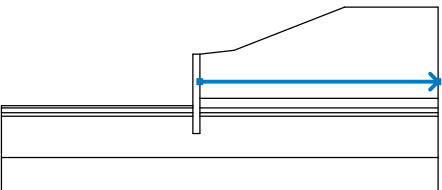
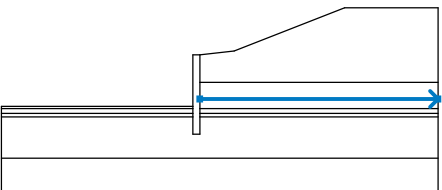
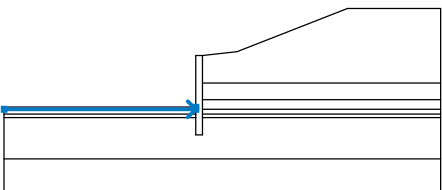
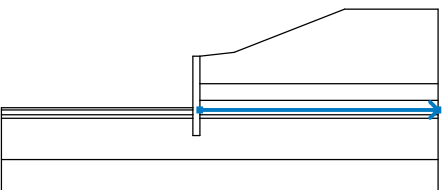
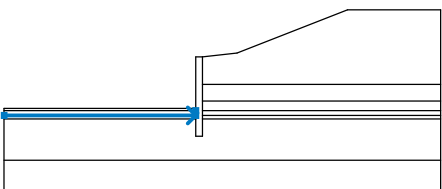
Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]	



Pouze pro nekomerční využití



Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-28,75	242,68	-1,00	242,68	-1,00	250,18
		0,00	250,18	5,00	250,70	21,00	256,98
		34,50	256,98				
2		-1,00	241,18	-1,00	238,68	0,00	238,68
		0,00	241,18	0,00	241,68	0,00	242,38
		0,00	243,78	0,00	246,18	0,00	250,18
3		0,00	246,18	34,50	246,18		
4		0,00	243,78	34,50	243,78		
5		-28,75	242,38	-1,00	242,38	-1,00	242,68
6		0,00	242,38	34,50	242,38		
7		-28,75	241,68	-1,00	241,68	-1,00	242,38



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
8		0,00	241,68	34,50	241,68		
9		-28,75	241,18	-1,00	241,18	-1,00	241,68
10		0,00	241,18	34,50	241,18		
11		-28,75	235,18	34,50	235,18		

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Q0- Antropogenní navážka		33,00	4,00	19,00
2	E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy		29,00	11,00	20,10
3	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.		35,00	30,00	20,14
4	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,		38,00	50,00	24,00
5	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.		45,00	200,00	23,95



Pouze pro nekomerční využití



Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [–]
1	Q0- Antropogenní navážka		21,00		
2	E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy		22,00		
3	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.		20,14		
4	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,		24,00		
5	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.		24,00		

Parametry zemin

Q0- Antropogenní navážka

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 33,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 4,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy

Objemová tíha : $\gamma = 20,10 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 29,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 11,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce, příp.

Objemová tíha : $\gamma = 20,14 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 30,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,14 \text{ kN/m}^3$

C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce,

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 38,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 50,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.

Objemová tíha : $\gamma = 23,95 \text{ kN/m}^3$

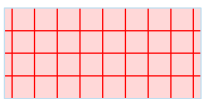


Pouze pro nekomerční využití

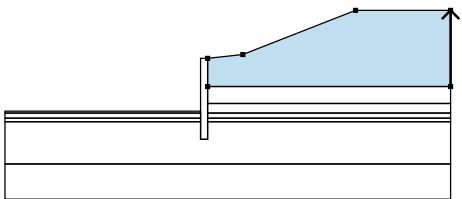

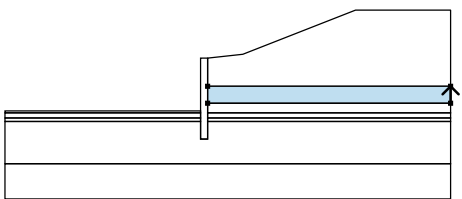
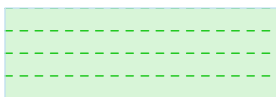
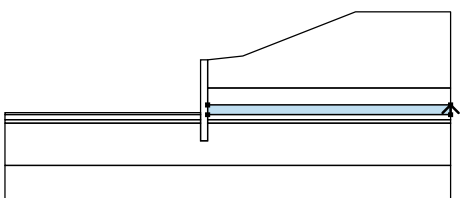

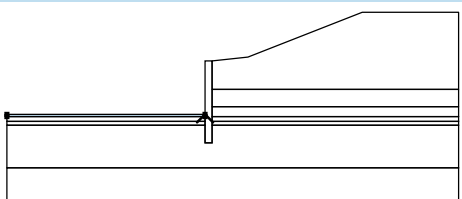

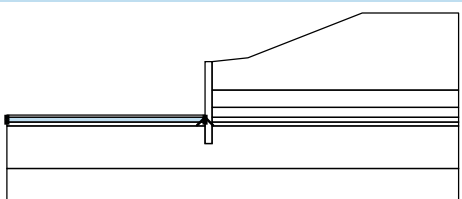



Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 45,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 200,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál zdi		23,00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		34,50	246,18	34,50	256,98	Q0- Antropogenní navážka 
		21,00	256,98	5,00	250,70	
		0,00	250,18	0,00	246,18	
2		34,50	243,78	34,50	246,18	E1 – Eggenburg – jemnozrnné zeminy 
		0,00	246,18	0,00	243,78	
3		34,50	242,38	34,50	243,78	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce. 
		0,00	243,78	0,00	242,38	
4		-1,00	242,38	-1,00	242,68	C2 – karbonské horniny – mírně zvětralé prachovce, silně zvětralé pískovce. 
		-28,75	242,68	-28,75	242,38	
5		-1,00	241,68	-1,00	242,38	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce. 
		-28,75	242,38	-28,75	241,68	

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
6		34,50	241,68	34,50	242,38	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.
		0,00	242,38	0,00	241,68	
7		-1,00	241,18	-1,00	241,68	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce. příp.
		-28,75	241,68	-28,75	241,18	
8		34,50	241,18	34,50	241,68	C1 –karbonské horniny - zcela zvětralé jílovce, rozložené pískovce. příp.
		0,00	241,68	0,00	241,18	
9		-1,00	241,18	-1,00	238,68	Materiál zdi
		0,00	238,68	0,00	241,18	
		0,00	241,68	0,00	242,38	
		0,00	243,78	0,00	246,18	
		0,00	250,18	-1,00	250,18	
		-1,00	242,68	-1,00	242,38	
		-1,00	241,68			
10		34,50	235,18	34,50	241,18	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.
		0,00	241,18	0,00	238,68	
		-1,00	238,68	-1,00	241,18	
		-28,75	241,18	-28,75	235,18	
11		-28,75	235,18	-28,75	230,18	C3 - karbonské horniny - navětralé až mírně zvětralé pískovce.
		34,50	230,18	34,50	235,18	

Kotvy

Číslo	Počátek		Volná délka l [m]	Délka kořene l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. kotev b [m]	Síla F [kN]
	x [m]	z [m]					
1	-1,00	248,18	10,00	10,00	20,00	3,00	227,43

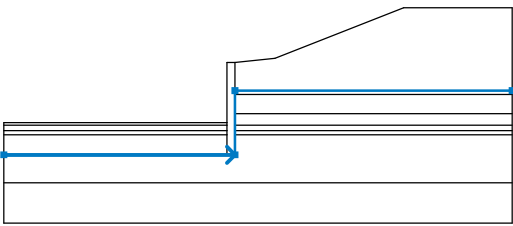
Voda

Typ vody : HPV



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-28,75	238,68	0,00	238,68	0,00	246,68
		34,50	246,68				

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)**Výpočet 1****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	0,95 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-31,15 [°]
	z =	266,89 [m]		$\alpha_2 =$	69,49 [°]
Poloměr :	R =	28,29 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)Sumace aktivních sil : $F_a = 2479,53 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 11142,45 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 70146,00 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 286563,60 \text{ kNm/m}$

Využití : 24,5 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1**

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-2.83	-0.90	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.29	-2.77	-0.86	-4.96	-0.16	-0.12	0.02
0.57	-2.70	-0.83	-10.00	-0.63	0.12	2.03
0.86	-2.64	-0.79	-15.30	-1.41	0.41	5.67
1.15	-2.58	-0.75	-20.84	-2.51	0.96	10.87
1.44	-2.51	-0.72	-26.63	-3.93	1.88	17.70
1.73	-2.45	-0.69	-32.77	-5.78	3.26	26.23
2.00	-2.39	-0.66	-39.06	-8.11	5.16	36.10
2.00	-2.39	-0.66	-8.11	63.12	5.16	36.10
2.01	-2.38	-0.65	-8.21	63.00	4.38	35.81
2.30	-2.32	-0.62	-11.22	59.96	-13.31	30.11
2.49	-2.28	-0.61	-13.55	57.53	-24.48	27.45



Pouze pro nekomerční využití



	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
2.51	-2.27	-0.60	-13.65	57.33	-25.42	27.27
2.59	-2.26	-0.60	-13.42	56.32	-30.04	26.43
2.88	-2.19	-0.57	-9.35	52.10	-45.64	23.58
3.16	-2.12	-0.54	-0.19	47.29	-59.94	19.27
3.45	-2.05	-0.52	12.75	41.88	-72.77	14.24
3.74	-1.97	-0.50	25.70	35.52	-83.93	8.67
4.03	-1.89	-0.47	26.44	31.73	-93.07	0.77
4.31	-1.81	-0.45	14.52	24.23	-99.01	-6.28
4.60	-1.71	-0.43	1.43	16.19	-101.33	-11.14
4.89	-1.62	-0.40	-12.85	7.63	-99.75	-13.67
5.17	-1.51	-0.37	-28.61	-1.48	-93.84	-13.70
5.46	-1.41	-0.35	-45.87	-11.12	-83.18	-11.08
5.75	-1.29	-0.32	-64.64	-21.30	-67.35	-5.63
6.04	-1.18	-0.29	-84.91	-32.03	-45.90	2.80
6.33	-1.06	-0.26	-106.69	-43.30	-18.41	14.36
6.61	-0.94	-0.23	-124.04	-43.54	15.14	27.73
6.90	-0.82	-0.20	-136.68	-34.96	26.45	52.63
7.19	-0.70	-0.17	-150.43	-27.15	35.67	93.87
7.47	-0.59	-0.15	-165.30	-21.69	43.36	139.23
7.49	-0.59	-0.15	-166.22	-21.50	43.75	142.05
7.51	-0.58	-0.15	-166.04	-21.32	44.13	144.71
7.76	-0.49	-0.13	-149.80	-18.42	50.05	184.78
8.05	-0.40	-0.11	-67.93	0.30	52.13	215.56
8.34	-0.32	-0.09	24.26	50.32	48.97	217.34
8.63	-0.25	-0.07	26.30	79.11	42.61	197.77
8.91	-0.19	-0.06	11.52	46.19	37.16	179.73
9.20	-0.14	-0.05	9.22	51.42	34.26	166.06
9.49	-0.11	-0.04	16.07	79.10	30.54	146.93
9.78	-0.08	-0.04	19.73	93.42	25.31	121.84
10.06	-0.05	-0.03	20.80	97.25	19.42	94.20
10.35	-0.04	-0.03	19.76	92.91	13.54	66.69
10.64	-0.03	-0.02	16.97	82.11	8.21	41.38
10.93	-0.03	-0.01	12.67	64.03	3.91	19.82
11.21	-0.03	-0.00	6.99	35.70	1.04	5.30
11.50	-0.02	0.01	-0.00	0.00	0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -2,8 mm
 Minimální deformace = 0,0 mm
 Maximální ohybový moment = 217,34 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -101,33 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 97,25 kN/m

Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna d = 1,00 m; a = 0,80 m)

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení na ohyb

Vyztužení - 6 ks profil 30,0 mm; krytí 40,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník

Stupeň vyztužení $\rho = 0,270 \% > 0,130 \% = \rho_{\min}$ Zatížení : $M_{Ed} = 173,87 \text{ kNm}$ Únosnost : $M_{Rd} = 724,57 \text{ kNm}$ **Navržená výztuž piloty VYHOVUJE****Posouzení na smyk**Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 202,44 \text{ kN} > 132,97 \text{ kN} = V_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.****Celkové posouzení: Průřez VYHOVUJE****Celkové posouzení únosnosti kotev**

Maximálně využita je kotva č. 1.

Využití je 21,87 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R_t [kN]	Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]	Posouzení
1	2,00	227,43	1039,90	1396,26	1638,18	Vyhovuje